

Titre: Étude du comportement en flexion et à l'effort tranchant de poutres
précontraintes en BRF

Auteur: William De Broucker

Date: 2013

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: De Broucker, W. (2013). Étude du comportement en flexion et à l'effort tranchant
de poutres précontraintes en BRF [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de
Montréal]. PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/1234/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/1234/>
PolyPublie URL:

**Directeurs de
recherche:** Bruno Massicotte
Advisors:

Programme: Génie civil
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉTUDE DU COMPORTEMENT EN FLEXION ET À L'EFFORT TRANCHANT
DE POUTRES PRÉCONTRAINTES EN BRF

WILLIAM DE BROUCKER

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)

AOÛT 2013

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé:

ÉTUDE DU COMPORTEMENT EN FLEXION ET À L'EFFORT TRANCHANT
DE POUTRES PRÉCONTRAINTES EN BRF

présenté par : DE BROUCKER William

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. CHARRON Jean-Philippe, Ph.D., président

M. MASSICOTTE Bruno, Ph.D., membre et directeur de recherche

M. De MONTAIGNAC Renaud, Ph.D., membre

REMERCIEMENTS

Je tiens tout d'abord à remercier Bruno Massicotte, mon directeur de recherche, pour sa présence et sa disponibilité tout au long de ma maîtrise. Je tiens aussi à le remercier pour sa bonne humeur et son soutien financier.

Je tiens aussi à remercier David Conciatori pour son aide dans la prise en main des logiciels ABAQUS, EPM3D et AIS, ainsi que Renaud de Montaignac pour son aide dans l'utilisation du logiciel d'analyse inverse.

Je remercie le personnel du laboratoire de structures de l'École Polytechnique de Montréal pour sa disponibilité et son savoir-faire indispensable à la bonne réalisation de mon programme expérimental. Je tiens tout particulièrement à remercier Cédric Androuët et Nathan Aubrée pour leur aide lors des coulées à l'usine.

Je remercie le Conseil National de Recherche en Sciences Naturel et en Génie du Canada (CRSNG) et le Centre de Recherche sur les Infrastructures en Béton du Québec (CRIB) pour le financement de ce projet. Je remercie BPDL, Bekaert, et Euclid pour avoir fourni respectivement les infrastructures, les fibres, et les adjuvants.

Enfin, je remercie aussi ma famille et Cently pour m'avoir permis, par leur soutien, de compléter ma maîtrise.

RÉSUMÉ

L'utilisation du BRF combiné avec la précontrainte est très prometteuse, mais reste encore peu étudiée, surtout en ce qui concerne les éléments de grande hauteur ($h > 750\text{mm}$). Cette maîtrise s'intéresse au comportement en flexion et en cisaillement de poutres en BRF précontraintes. L'étude se base sur un programme expérimental comportant neuf poutres faites du même BRF à 80MPa et 1% de fibres. Cinq poutres ont été testées en flexion et quatre à l'effort tranchant. Elles ont en commun leur géométrie extérieure alors que c'est leur ferrailage qui les différencie : nombre de torons, présence d'armatures passives, gainage, présence d'étriers.

Aussi, une vaste campagne d'essais de caractérisation a été menée afin d'obtenir les propriétés en compression et surtout en traction du matériau. Des essais de flexion trois points sur des primes entaillés ont été effectués, ainsi que sur des dalles circulaires supportées en trois points. Ces derniers ont permis, par calcul inverse, d'obtenir la courbe contrainte-ouverture de fissure du matériau, propriété caractéristique des BRF et indispensable au calcul numérique des poutres.

Des modèles numériques, EPM3D sur ABAQUS et AIS, ont été validés pour chacune des poutres testées afin de pouvoir à l'avenir être utilisés pour prévoir le comportement des éléments structuraux en BRF précontraint. Les résultats des simulations des essais de flexion et de cisaillement sont particulièrement satisfaisants et son en mesure de prédire la résistance maximale et le mode de rupture.

ABSTRACT

The combine use of SFRC and pre-tensioning seem very promising, however it isn't been greatly studied, especially for the specimen of important height ($h > 750$ mm). This master thesis focuses on the flexural and shears behaviour of pre-stressed SFRC beams. This study is based on an experimental program including nine beams made of the same SFRC (80 MPa – 1 % of fibres). Five of them were tested in bending and the other four were tested in shearing. All these beams have the same geometry, only their reinforcement is different: number of strands, presence of passive reinforcement, and presence of stirrups.

Also, an important campaign of characterisation experiment was conducted in order to obtain the compressive capacity and most importantly the traction behaviour of the material. Three-point bend tests on notched beams were conducted and also bend test on centrally loaded round panels supported on three symmetrically arranged pivots and subjected to a central point load. The latter allowed us, through inverse calculation, to obtain the constraint vs. crack opening curve of the material, which a fundamental characteristic of the SFRC and necessary for numerical analysis.

Numerical models, EPM3D on ABAQUS and AIS, for each tested beam have been validated, in order to be able to predict the behaviour of pre-stressed SFRC structures. The results of the numerical simulation of the bend and shear test are very satisfying.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS	iii
RÉSUMÉ	iv
ABSTRACT	v
TABLE DES MATIÈRES	vi
LISTE DES TABLEAUX	x
LISTE DES FIGURES	xi
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	xvii
LISTE DES ANNEXES	xix
CHAPITRE 1 INTRODUCTION	1
1.1 Contexte	1
1.2 Objectifs et portée du projet de recherche	2
1.3 Méthodologie et organisation du mémoire	2
CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE	4
2.1 Historique du BRF	4
2.2 Comportement mécanique du BRF	5
2.2.1 Généralités	5
2.2.2 Caractérisation du comportement en traction	8
2.3 Impact sur la durabilité	14
2.4 Orientation des fibres	15
2.5 Optimisation des mélanges	17

2.6	Précontrainte.....	19
2.6.1	Bénéfices de la précontrainte	19
2.6.2	Utilisation structurale du BRF précontraint	20
2.6.3	Comportement en flexion.....	22
2.6.4	Comportement à l'effort tranchant.....	25
CHAPITRE 3	CONCEPTION PRÉLIMINAIRE DES POUTRES EN T EN BRF	27
3.1	Contexte académique et objectifs du projet	27
3.2	Contexte industriel	29
3.3	Géométrie de référence	29
CHAPITRE 4	PROGRAMME EXPÉRIMENTAL.....	32
4.1	Introduction	32
4.2	Mise au point des mélanges.....	32
4.3	Propriétés mécaniques en compression.....	33
4.4	Caractérisation en traction.....	35
4.4.1	Prismes RILEM.....	35
4.4.2	Dalles circulaires ASTM.....	41
4.4.3	Essai de fendage	45
4.5	Programme d'essais des poutres.....	47
4.6	Fabrication des spécimens et montage	48
4.6.1	Fabrication des poutres.....	48
4.6.2	Application de la précontrainte	58
4.6.3	Montages	63
4.6.4	Instrumentation.....	68

4.6.5	Protocole de chargement	73
CHAPITRE 5 RÉSULTATS DES ESSAIS		75
5.1	Essais de caractérisation	75
5.1.1	En compression	75
5.1.2	En traction	75
5.1.3	Conclusion sur le comportement du béton	86
5.1.4	Perte de précontrainte	89
5.2	Résultats expérimentaux sur les poutres	91
5.2.1	Essais en flexion	91
5.2.2	Essais à l'effort tranchant	96
5.3	Analyses des résultats	105
5.3.1	Essais en flexion	105
5.3.2	Essais à l'effort tranchant	105
5.4	Conclusions sur les essais	109
CHAPITRE 6 ANALYSES NUMÉRIQUES		110
6.1	Modèles analysés	110
6.2	Géométrie et maillage	110
6.2.1	Contacts	111
6.2.2	Matériaux	112
6.3	Poutres en flexion	114
6.3.1	R01 et R04	114
6.3.2	R02 et R05	118
6.3.3	R03	121

6.3.4	Bilan	124
6.4	Poutres à l'effort tranchant	125
6.4.1	R06-1	125
6.4.2	R06-2	127
6.4.3	R07	129
6.4.4	R08	131
6.4.5	Bilan	133
6.5	Conclusion sur les modélisations	134
CHAPITRE 7 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS		135
7.1	Conclusions	135
7.1.1	Comportement des poutres en flexion	135
7.1.2	Comportement des poutres à l'effort tranchant	135
7.1.3	Choix du BRF	136
7.1.4	Utilisations industrielles des BRF	136
7.1.5	Simulations numériques	137
7.2	Recommandations	137
7.3	Conclusion générale	138
RÉFÉRENCES		139
ANNEXES		142

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 4-1 : Formulation du BRF80	33
Tableau 4-2: Récapitulatif des spécimens	47
Tableau 4-3 : Caractéristiques des mono-torons	58
Tableau 5-1 : Propriétés des BRF.....	75
Tableau 5-2 : Caractéristique en traction de la matrice (MPa).....	87
Tableau 5-3 : Résistance en traction des BRF – Dalles circulaires.....	88
Tableau 5-4: Récapitulatif des mesures de déformations.....	90
Tableau 5-5 : Sommaire des résultats des essais de flexion.....	93
Tableau 5-6 : Sommaire des résultats des essais de cisaillement.....	104
Tableau 5-7: Comparaison mode rupture, a/d et V	107
Tableau 6-1 : Comparaison des données - Flexion	124
Tableau 6-2 : Comparaison des données - Cisaillement	133

LISTE DES FIGURES

Figure 2-1 : Prisme testé en flexion trois points (Batson et al., 1972)	4
Figure 2-2 : Comportement d'un BRF en traction (de Montaignac, 2011).....	6
Figure 2-3: Comportement en traction directe des BRF (Naaman et Reinhardt, 1996).....	7
Figure 2-4 : Subdivision de la courbe charge vs flèche (Nour et al., 2012).....	9
Figure 2-5 : Courbe σ -w en fonction de la courbe F- Δ (Nour et al., 2012).....	10
Figure 2-6 : Flexion trois points sur un prisme RILEM ou EN	11
Figure 2-7 : Position du vérin dans un essai de dalle	12
Figure 2-8 : Position des appuis sur la dalle.....	13
Figure 2-9 : Vue de face de la dalle (Massicotte et al., 2012).....	13
Figure 2-10 : Comparaison des résistances en flexion (Granju et Balouch 2005).....	15
Figure 2-11 : Fibre en tension au sein d'une fissure	16
Figure 2-12: Relation entre la résistance en traction de la fibre et l'angle de la fissure	16
Figure 2-13 : Cône d'Abrams et plaque d'étalement	18
Figure 2-14 : Étalement au cône d'Abrams	19
Figure 2-15 : Optimisation de la conception des poutres NEBT en BRF ou en BFUP(<i>Braike 2007</i>).....	22
Figure 2-16 : Croquis du prisme testé par Padmarajaiah et Ramaswamy (2004)	23
Figure 2-17 : Poutre testée par Liu et al. (2009)	24
Figure 2-18 : Croquis des fissures (Liu et al, 2009).....	24
Figure 2-19 : Vue de coupe de la poutre en I (Voo et al, 2010).....	25
Figure 2-20 : Croquis de fissuration de la poutre en I.....	26
Figure 3-1 : Propriétés nominales du BRF (Massicotte et al., 2012)	28

Figure 3-2 : Vue de coupe du tablier de pont en double T (Massicotte et al, 2012)	29
Figure 3-3 : Dimension des poutres vues de faces et profil	30
Figure 3-4 : Dimensions des poutres vues du dessus	30
Figure 4-1 : Schéma d'un cylindre de quatre pouces.....	34
Figure 4-2 : Presse AMSLER.....	35
Figure 4-3 : Dimensions du prisme RILEM.....	36
Figure 4-4 : Coffrage de prisme RILEM.....	37
Figure 4-5 : Scie à béton du laboratoire de l'EPM	38
Figure 4-6 : Extensomètre fixé dans la fente du prisme.....	39
Figure 4-7 : LVDT permettant la mesure de la flèche	40
Figure 4-8 : Dimensions d'une dalle circulaire ASTM.....	42
Figure 4-9 : Coffrage de dalle circulaire	42
Figure 4-10 : Dalle en cours d'installation.....	44
Figure 4-11 : Cylindre en place dans la presse.....	46
Figure 4-12 : Photographie de l'inspection des coffrages.....	48
Figure 4-13 : Photographie d'une coulée.....	49
Figure 4-14: Photographie d'une poutre levée au pont roulant à l'usine	49
Figure 4-15 : Insertion des fibres dans le camion-toupie	50
Figure 4-16 : Poutre recouverte de polythène	51
Figure 4-17: Dimension des poutres vues de faces et profil	52
Figure 4-18 : Dimensions des poutres vues du dessus	52
Figure 4-19: Ferrailage R01-R04	53
Figure 4-20 : Position des torons sur les poutres en flexion R01-R04.....	53

Figure 4-21 : Ferrailage de la R03	54
Figure 4-22: Photographie de l'extrémité de la poutre R03.....	55
Figure 4-23 : Croquis du ferrailage des poutres R06-1 et R06-2	56
Figure 4-24 : Croquis du ferrailage des poutres R07 et R08.....	57
Figure 4-25 : Plan de coupe R07 et R08	57
Figure 4-26 : Découpe des torons.....	58
Figure 4-27 : Point DEMEC collé sur la face d'une poutre.....	59
Figure 4-28 : Trousse de collage X60	59
Figure 4-29 : Position des capteurs DEMEC	60
Figure 4-30 : Application de la précontrainte pour les poutres R01 à R05.....	61
Figure 4-31 : Application de la précontrainte pour les poutres R06-1 à R08	62
Figure 4-32 : Croquis du montage en flexion.....	63
Figure 4-33: Photographie du montage en flexion.....	64
Figure 4-34 : Croquis du montage de la poutre R06-2.....	65
Figure 4-35: Photographie du montage de la poutre R06-2	65
Figure 4-36 : Croquis du montage de la poutre R06-1	66
Figure 4-37 : Photographie du montage de la poutre R06-1	67
Figure 4-38 : Croquis du montage des poutres R07 et R08	67
Figure 4-39: Photographie du montage de la poutre R07	68
Figure 4-40 : Jauge de déformation appliquée sur le béton	68
Figure 4-41 : Capteur de déplacement linéaire	69
Figure 4-42 : Extensomètre à corde	70
Figure 4-43 : Croquis du montage des LVDT.....	71

Figure 4-44 : Photographie du montage des LVDT en croix	72
Figure 4-45 : Photographie des extensomètres linéaires	73
Figure 5-1 : Photographie d'un prisme ayant multi-fissuré	76
Figure 5-2 : Photographie d'un spécimen ayant fissuré correctement.....	76
Figure 5-3 : Charge vs flèche– prismes RILEM	77
Figure 5-4 : Charge vs flèche de la combinaison normalisée – prismes RILEM.....	78
Figure 5-5 : Contrainte vs Ouverture de fissures avant lissage - RILEM	79
Figure 5-6 : Contrainte vs Ouverture de fissures – après lissage	80
Figure 5-7 : Photographie d'une dalle s'étant brisée en deux fissures	81
Figure 5-8 : Photographie d'une dalle ayant brisé en trois fissures.....	81
Figure 5-9 : Schéma expliquant comment mesurer les angles pour la dalle circulaire (de Montaignac, 2011).....	82
Figure 5-10 : Charge vs flèche – dalles circulaires	83
Figure 5-11 : Charge vs flèche de la combinaison normalisée – dalles circulaires.....	83
Figure 5-12:Contrainte vs Ouverture de fissures avant lissage – Dalles circulaires	84
Figure 5-13 : Contrainte vs Ouverture de fissures après lissage – dalles circulaires	85
Figure 5-14 : Cylindre 6 pouces après l'essai brésilien - R08	86
Figure 5-15 : Traction vs Ouverture de fissures – Dalles circulaires	88
Figure 5-16 : Résultats Charge - flèche pour les poutres en flexion	91
Figure 5-17: Charge -flèche - Phase linéaire.....	92
Figure 5-18 : R01 - Vue d'ensemble du relevé de fissures.....	94
Figure 5-19 : R02 - Vue d'ensemble du relevé de fissures.....	94
Figure 5-20 : R03 - Vue d'ensemble du relevé des fissures avant la rupture	95

Figure 5-21 : R03 - Fissure principale de cisaillement	95
Figure 5-22 : R04 - Vue d'ensemble du relevé des fissures	95
Figure 5-23 : R05 - Vue d'ensemble du relevé des fissures	96
Figure 5-24 : Relevé des fissures de la poutre R06-2.....	97
Figure 5-25 : R06-2 Effort tranchant en fonction de la flèche Sud	98
Figure 5-26 : Relevé des fissures de la poutre R06-1.....	99
Figure 5-27 : Photographie de la rupture en cisaillement de la R06-1	99
Figure 5-28 : R06-1 Effort tranchant en fonction de la flèche Sud	100
Figure 5-29 : Relevé des fissures de la poutre R07	101
Figure 5-30 : Photographie de la rupture en cisaillement de la R07	101
Figure 5-31 : R07 Effort tranchant en fonction de la flèche Sud	102
Figure 5-32 : Relevé des fissures de la poutre R08	102
Figure 5-33 : Photographie de la rupture en flexion de la R08	103
Figure 5-34 : R08 Effort tranchant en fonction de la flèche Sud	103
Figure 5-35: Portée de cisaillement (Massicotte, 2011).....	106
Figure 5-36: Effort tranchant - a/d	108
Figure 5-37 : Comparaison des courbes charge-flèche pour R07 et R08.....	109
Figure 6-1 : Demi-poutre modélisée dans ABAQUS.....	111
Figure 6-2 : Vue de la demi-poutre dans ABAQUS	113
Figure 6-3 : Réponse charge-flèche - R01&R04.....	115
Figure 6-4 : Fissuration du modèle numérique - R01&R04.....	116
Figure 6-5 : Section du modèle et vue de face	117
Figure 6-6 : Moment-Courbure R01&R04.....	117

Figure 6-7 : Réponse charge-flèche - R02&R05	118
Figure 6-8 : Fissuration du modèle numérique - R02&R05	119
Figure 6-9 : Section du modèle et vue de face	120
Figure 6-10: Moment-Courbure R02 – R04	120
Figure 6-11 : Réponse charge-flèche – R03	121
Figure 6-12 : Fissuration du modèle numérique – R03	122
Figure 6-13 : Section du modèle et vue de face	123
Figure 6-14: Moment-Courbure R03	123
Figure 6-15 : Réponse charge-flèche – R06-1	125
Figure 6-16 : Fissuration du modèle numérique – R06-1	126
Figure 6-17 : Réponse charge-flèche – R06-2	127
Figure 6-18 : Fissuration du modèle numérique – R06-2	128
Figure 6-19 : Réponse charge-flèche – R07	129
Figure 6-20 : Fissuration du modèle numérique – R07	130
Figure 6-21 : Réponse charge-flèche – R08	131
Figure 6-22 : Fissuration du modèle numérique – R08	132

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

65/35	Fibre Dramix de référence de longueur 35mm et de rapport d'élancement de 65
A_p	Aire totale des torons
A_s	Aire totale des aciers d'armature
BPDL	Bétons Préfabriqués du Lac
BFHP	Béton fibré à haute performance
BFUP	Béton fibré à ultra haute performance
BN	Béton non fibré
BHP	Béton haute performance
BRF	Béton renforcé de fibres
BRF80	BRF de 80MPa provenant de BPDL
E/C	Rapport eau sur liant, utilisé dans l'optimisation des bétons
E_c	Module élastique du béton
EPM	École Polytechnique de Montréal
ELS	État limite de service
ELU	État limite ultime
E_p	Module élastique des torons de précontrainte
E_s	Module élastique de l'armature passive
Drystone	Plâtre de Paris amélioré, permettant de créer des contacts « parfait »
f'_c	Résistance en compression du béton
f_{py}	Limite élastique en traction des torons
f_{pu}	Résistance en traction des torons

f'_t	Résistance en traction du béton
f_u	Limite ultime de l'acier
f_y	Limite élastique de l'acier
h_{sp}	Hauteur sur le prisme entre la fibre supérieure et le haut de l'entaille
LVDT	Linear Variable Differential Transformer, capteur de déplacement
MTQ	Ministère des Transports du Québec
S/G	Rapport sable sur granulats, utilisé dans l'optimisation des bétons

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE 1 – COURBES DES ESSAIS	142
ANNEXE 2 : COMPOSITION ET CARACTÉRISTIQUES DES BÉTONS	157
ANNEXE 3 : CROQUIS DES POUTRES FISSURÉES	159

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Contexte

La rénovation des ouvrages d'art au Québec entraînera de nombreux chantiers sur les axes majeurs. Inévitablement ces travaux vont perturber la circulation routière ce qui engendrera des frais considérables de la part du MTQ et des usagers de la route.

Cette rénovation est l'opportunité de mettre en œuvre de nouveaux matériaux apparus dans les vingt dernières années et aussi de maximiser le nombre d'éléments fabriqués en usine. En effet, le recours à la préfabrication pour des éléments tels que les piles, les dalles, les parapets et les tabliers de ponts permettrait de réaliser de grandes économies en termes de main d'œuvre en chantier et de temps de mise en œuvre. La préfabrication permet d'obtenir des éléments structuraux de plus grande qualité, grâce aux standards de la fabrication en usine qui imposent plus de précision et permet un meilleur contrôle de qualité. Aussi, l'utilisation de béton à haute durabilité accroît significativement la durée de vie des ouvrages d'art et permet aussi de réduire, voire d'éliminer, les opérations de maintenance sur les éléments structuraux durant la vie utile de l'ouvrage.

Plusieurs projets de recherche portant sur le développement de systèmes structuraux innovateurs pour la construction de ponts durables ont été réalisés depuis plus de 15 ans à l'École Polytechnique de Montréal (Dzeletovic, 1998; Bélanger, 2000; Moffatt, 2001; Nolet 2002; Bastien, 2004; Lessard, 2009; de Montaignac, 2011; Duchesneau, 2011; Massicotte et al., 2012). Un des thèmes principaux étudiés dans les dernières années porte sur la conception de ponts entièrement préfabriqués. Les premières conclusions de ces projets montrent que les BRF sont des matériaux particulièrement bien adaptés au contexte québécois en raison de son climat très rude et de la nécessité de construire des infrastructures durables.

Ce projet de maîtrise, qui s'inscrit dans la continuité des études précédentes et en cours, comporte deux volets principaux : l'un expérimental et l'autre numérique. Il a pour but d'étudier les avantages qu'apporte l'utilisation de BFHP en matière de durabilité, de résistance en flexion

et en cisaillement. Les poutres étudiées dans cette maîtrise s'inspirent des conclusions du rapport (Massicotte et al., 2012) et représentent l'âme des poutres en T constituant un tablier de pont.

1.2 Objectifs et portée du projet de recherche

Ce mémoire porte sur l'étude du comportement en flexion et cisaillement de l'âme de poutres en T en BRF précontraintes et préfabriquées. L'innovation de ce projet provient de la combinaison précontrainte et fibres pour des poutres de grandes tailles, et de leur condition de fabrication industrielle au sein de l'usine BPDFL (partenaire du projet).

Ce projet de maîtrise vise à :

- mettre en évidence la synergie du BRF et de la précontrainte en termes de résistance;
- valider expérimentalement la résistance en flexion des poutres précontraintes et comparer différents types de ferrailage;
- valider expérimentalement la résistance en cisaillement des poutres précontraintes et notamment valider ou non la nécessité d'utiliser des étriers;
- s'assurer que les modèles numériques utilisés à l'EPM sont en mesure de prédire le comportement des poutres.

1.3 Méthodologie et organisation du mémoire

Pour répondre à ces objectifs, ce mémoire est organisé de la façon suivante.

Tout d'abord, afin de rendre accessible au plus grand nombre la compréhension de ce mémoire, une revue de la littérature concernant le BRF et la précontrainte est présentée. Ensuite, les critères de conception des poutres sont exposés.

La description du programme expérimental occupe un chapitre entier compte tenu de son importance. En effet, il a fallu développer un BRF spécifiquement pour ce projet afin que celui-ci soit adapté à la préfabrication, puis il a fallu caractériser en compression et en traction chacune

des neuf coulées de BRF. Enfin, les différents montages expérimentaux et l'instrumentation des poutres sont présentés.

Le chapitre 5 se consacre aux résultats expérimentaux à travers les différentes courbes, tableaux récapitulatifs et les premières conclusions sur le comportement du matériau.

Enfin, les analyses numériques des poutres testées sont présentées dans le chapitre suivant, un logiciel d'analyses non-linéaires par éléments finis est utilisé, ainsi qu'un logiciel de calcul sectionnel.

Les conclusions quant aux perspectives d'utilisation de cette technologie d'avant-garde et innovatrice sont présentées dans le dernier chapitre.

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

Ce chapitre s'inspire des travaux de recherche réalisés par Tordjman (2012) et de Montaignac (2011) ainsi que des notes de cours de Charron (2007) et du rapport sur les ponts préfabriqués de Massicotte (2012).

2.1 Historique du BRF

L'utilisation de fibres pour renforcer un matériau fragile est une pratique millénaire, déjà présente en Égypte ancienne. Cependant l'utilisation de fibres métalliques dans le béton est bien plus récente. En effet c'est en 1874 que Joseph Lambot proposa d'ajouter des fibres métalliques dans le béton (Fanella et Naaman, 1985), mais l'utilisation structurale et les recherches scientifiques sur le BRF n'apparaissent vraiment qu'à partir des années 1960.

En 1972, Batson et al. (1972) ont réalisé une étude de la résistance en flexion du BRF avec des dosages de 2% et 3% pour 26 prismes sans armatures et de même taille 101x152x2591 mm (4"x6"x102"), cf.

Figure 2-1, testés en flexion trois points

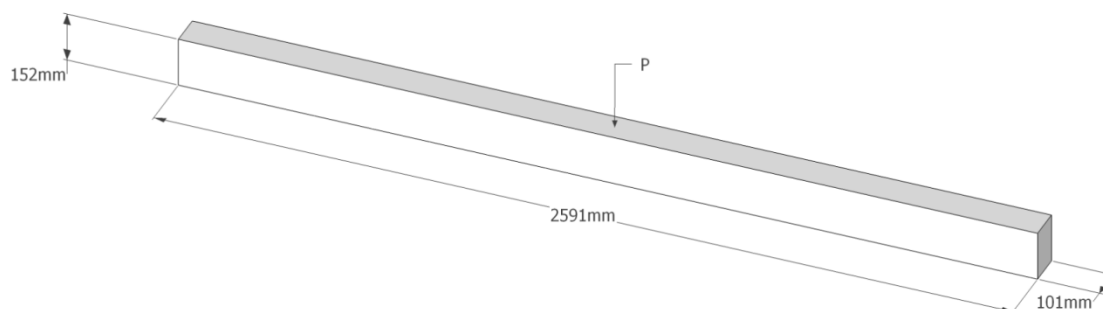


Figure 2-1 : Prisme testé en flexion trois points (Batson et al., 1972)

Les conclusions de cette étude montrent que l'ajout de fibres renforce considérablement la résistance et met aussi en évidence l'influence du dosage des fibres et de leur taille.

Par la suite, l'utilisation des BRF s'est développée pour la fabrication des dalles industrielles, pour remplacer le ferrailage dans des tunnels, notamment dans l'industrie minière. Depuis les 20 dernières années, les BRF sont utilisés dans des applications structurales comme des voussoirs de tunnels préfabriqués (Fanella et Naaman, 1985), des planchers de bâtiments (Fanella et Naaman, 1985), ou des dalles de ponts (Fanella et Naaman, 1985).

Toutefois l'utilisation des BRF pour des applications structurales est demeurée limitée à certaines applications spécifiques pour diverses raisons. L'absence de règles de calcul similaires à celles utilisées en béton armé a limité l'utilisation des fibres pour la conception d'ouvrages, situation qui pourrait changer avec la publication récente d'une norme internationale (FIB, 2012). Également, les coûts additionnels associés à l'utilisation des fibres doivent être compensés par des gains reliés à la réduction des armatures conventionnelles, à la simplification de la construction et à la diminution de la main d'œuvre. La détermination de ces gains s'avère un exercice difficilement réalisable dans des conditions de conception et construction conventionnelles. Enfin, la réduction des coûts de maintenance pour les ouvrages exposés à des conditions de service sévères amenée par l'utilisation des BRF est encore méconnue mais pourrait conférer un avantage économique considérable à l'utilisation des BRF (Massicotte et al, 2012).

2.2 Comportement mécanique du BRF

2.2.1 Généralités

Comme exprimé par Rossi (1988), le concept des bétons renforcés de fibres (BRF) réside dans la volonté de transformer la rupture fragile en traction du béton en une rupture ductile, en améliorant le comportement post-fissuration du béton face à un effort de traction. C'est grâce aux fibres au sein de la matrice que cette amélioration se produit. En effet les fibres métalliques permettent la transmission des efforts de traction à travers des fissures ce qui permet de contrôler

l'ouverture des fissures et ainsi conserver une bonne résistance en traction pour de grandes déformations.

Les fibres utilisées le plus communément pour des applications structurales pour des bétons courants (résistance en compression entre 20 et 80 MPa) sont en acier et de type macroscopique (25 mm et plus), ancrées par un crochet, par une forme ondulée ou autre.

Les fibres des BRF contenant uniquement des macro-fibres ne commencent à agir que lors de la propagation de la fissure dans la matrice du béton. Leur principale action consiste à coudre les macrofissures, ce qui permet de différer la rupture et de gagner en ductilité, phénomène illustré sur la Figure 2-2.

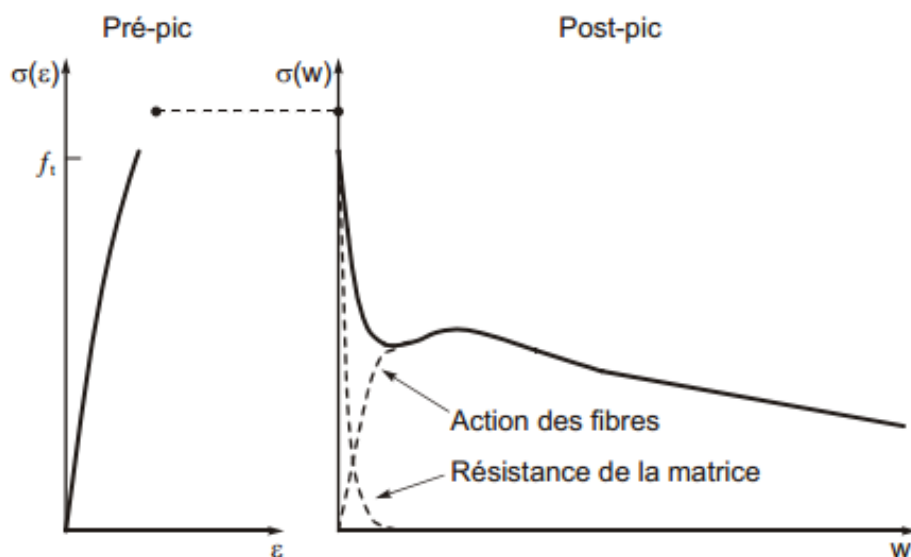


Figure 2-2 : Comportement d'un BRF en traction (de Montaignac, 2011)

Un bon dosage du BRF élimine la fragilité du béton, et lui permet de reprendre les efforts en traction. La Figure 2-3 offre une illustration du comportement en traction directe de deux classes de BRF, adoucissante et écrouissante. Les BRF adoucissants présentent une résistance post-fissuration moindre que la résistance de la matrice qui diminue progressivement avec l'augmentation de l'ouverture de la fissure comme le montre la Figure 2-3. Dans ce cas il y a

localisation dès l'apparition de la première fissure, phénomène appelé localisation. Les BRF écrouissants exigent un dosage en fibres que l'on retrouve généralement avec les BFUP, mais que l'on peut également obtenir avec des bétons courants. Pour ces bétons, la résistance du béton fissuré excède la résistance de la matrice de sorte qu'après l'apparition de la première fissure, le béton continue à gagner en résistance en traction, ce qui se traduit par une multi-fissuration fine représentée par des microfissures, et ce, jusqu'à la formation d'une fissure macroscopique, soit la localisation. Dans ce projet de recherche, les BRF adoucissants ont été retenus.

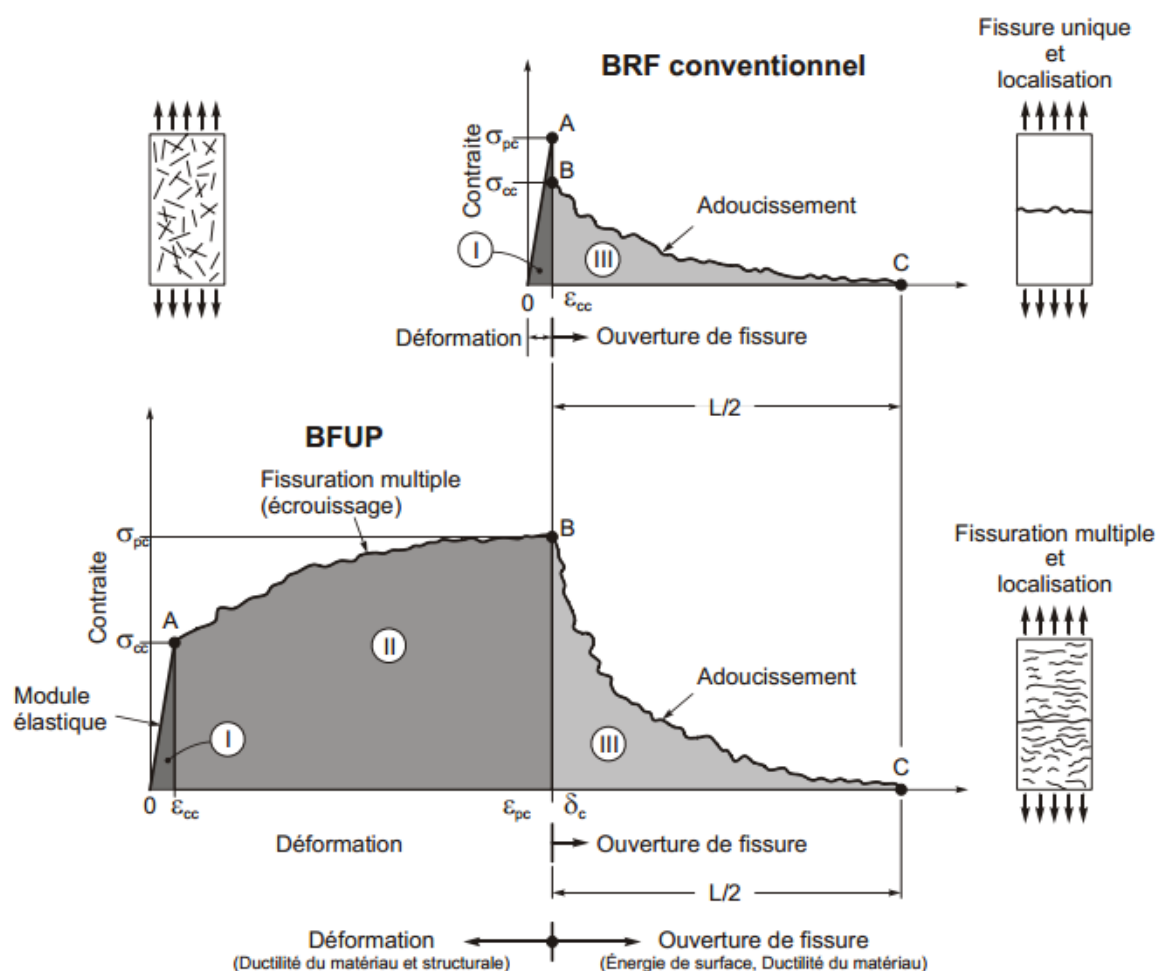


Figure 2-3: Comportement en traction directe des BRF (Naaman et Reinhardt, 1996)

Différentes classes de BRF peuvent donner ces types de comportement post-fissuration selon le type de matrice de béton et le dosage en fibres. Néanmoins, les dosages usuels pour les

structures sont de 60 à 120 kg/m³ (c.-à-d. 0.75 à 1.5 % du volume) pour une résistance pouvant aller jusqu'à 120 MPa, et pouvant même atteindre 2% de fibres et $f_c' \geq 120$ MPa pour les BFUP.

2.2.2 Caractérisation du comportement en traction

Plusieurs paramètres entrent en jeu dans la résistance en traction du BRF : la qualité intrinsèque de la matrice cimentaire, le dosage en fibres, l'orientation de celles-ci et enfin le type de fibres utilisées.

Afin de connaître expérimentalement le comportement en traction du BRF, quatre méthodes sont utilisées à l'EPM : les essais de traction directe sur carottes entaillées, les essais de traction directe sur os et les essais de flexion sur dalles circulaires ou les prismes entaillés. Les deux derniers types d'essais sont utilisés dans le cadre des présents travaux de recherche. À partir des courbes charge-flèche obtenues de ces essais, les caractéristiques en traction du BRF sont déterminées par calcul inverse pour obtenir la relation contrainte-ouverture de fissure, propriété caractéristique des BRF (de Montaignac, 2012).

2.2.2.1 Calcul inverse

Nour et al. (2011 et 2012) ont développé un modèle numérique permettant d'obtenir la courbe contrainte-ouverture de fissures d'un BRF à partir des essais en flexion trois-points RILEM (162-TDF, 2003) ou des essais de flexion de dalles circulaires ASTM C1550 (2008).

La méthode de calcul proposée est itérative et se base sur l'existence d'un lien entre le comportement en traction du béton et la courbe charge-flèche des deux essais mentionnés ci-dessus. L'idée directrice de cette approche est de décomposer la courbe charge-flèche en quatre zones, dont trois sont utiles au calcul inverse.

- La première zone correspond à la partie linéaire de la courbe charge-flèche. Elle n'est pas utile dans le calcul inverse car tant que le béton est en phase linéaire, l'ouverture de fissure est nulle.

- Ensuite, la seconde région correspond au début de la phase post-pic de la courbe contrainte-ouverture de fissure et s'applique jusqu'à une fissure de 0.05 mm. Cette phase est associée à la perte progressive de la contribution apportée à la résistance en traction par la matrice cimentaire (Figure 2-2), (« Window 1 » sur la Figure 2-4).
- La troisième correspond à la première partie de la phase descendante. (« Window 2 » sur la Figure 2-4).
- La quatrième correspond à une réduction graduelle de la résistance en traction (« Window 3 » sur la Figure 2-4).

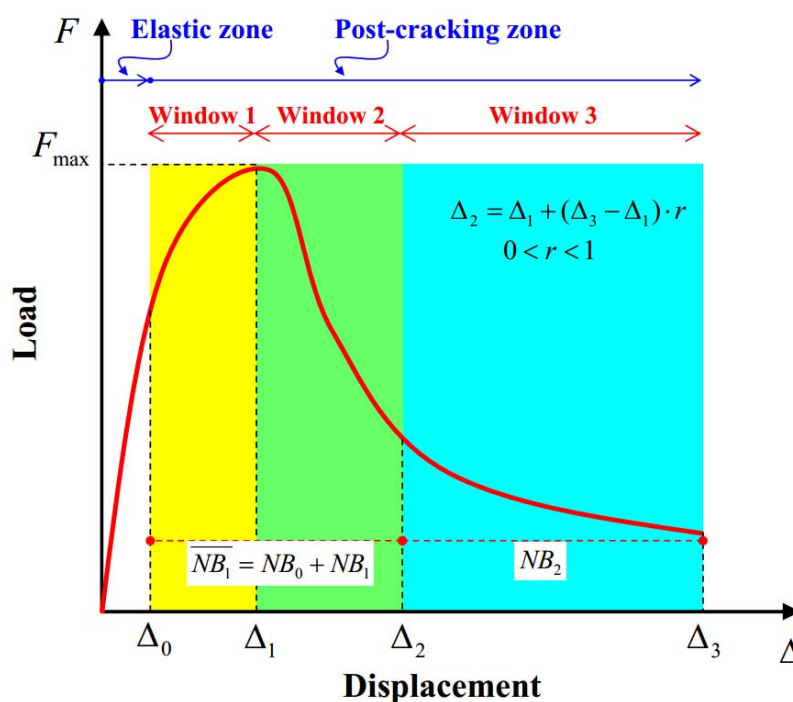


Figure 2-4 : Subdivision de la courbe charge vs flèche (Nour et al., 2012)

À partir de ces trois fenêtres, un calcul itératif est mis en place avec plusieurs lissages correctifs. Les formules de calcul ne seront pas recopiées ici afin de ne pas alourdir ce paragraphe, mais le

lecteur les trouvera dans Nour et al. (2011 et 2012) alors que la Figure 2-5 illustre le phénomène récursif mis en place par Nour.

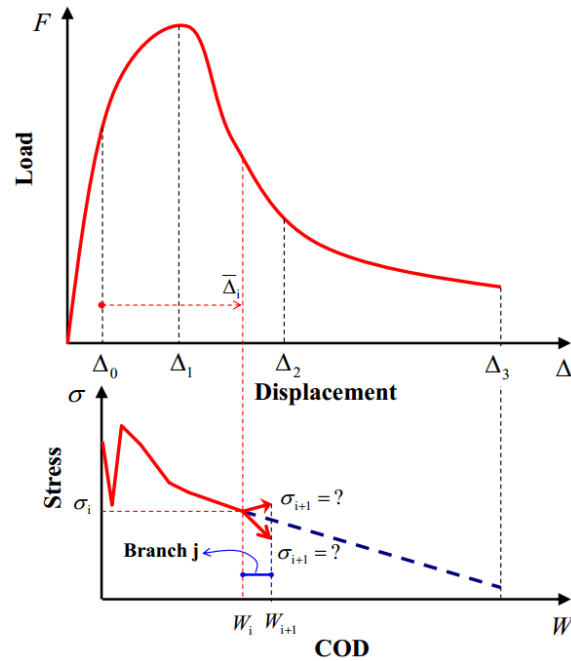


Figure 2-5 : Courbe σ - w en fonction de la courbe F - Δ (Nour et al., 2012)

2.2.2.2 Prisme entaillé

Cet essai consiste en la mise en flexion trois points d'un spécimen prismatique de béton entaillé comme le montre la Figure 2-6.

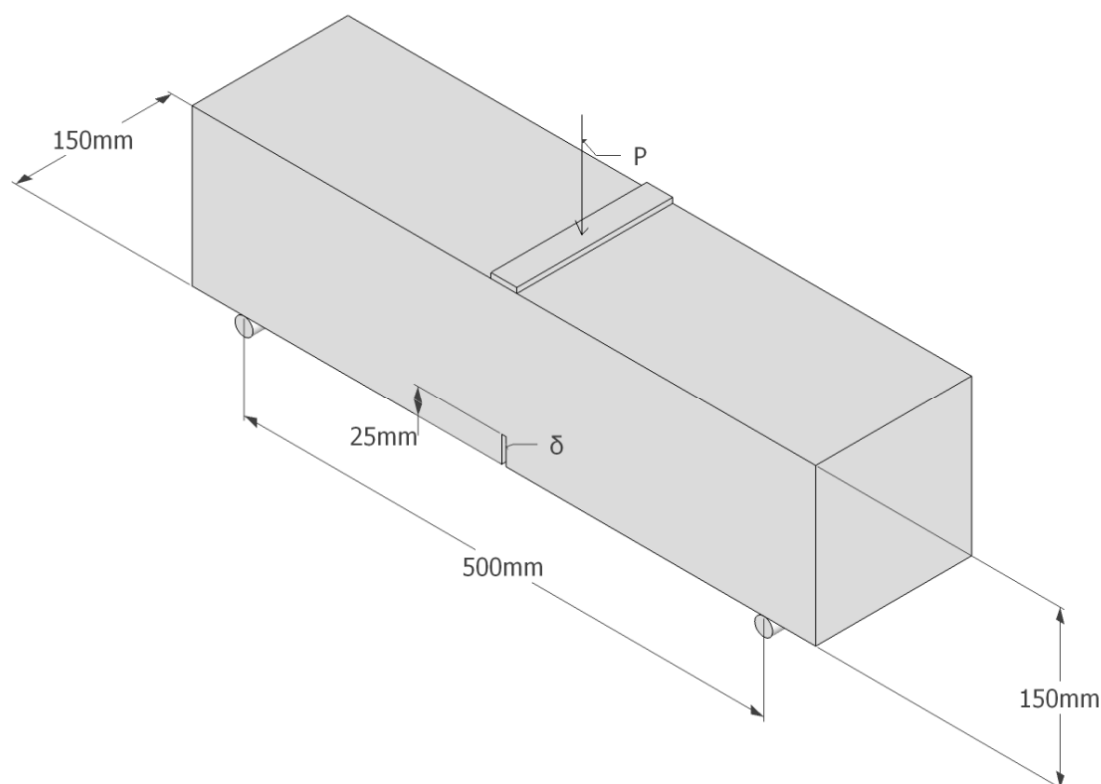


Figure 2-6 : Flexion trois points sur un prisme RILEM ou EN

Le comité RILEM (162-TDF, 2003) a développé cet essai qui a par la suite été adopté par la norme européenne EN 14651 (EN, 2004). Les dimensions du prisme sont 150 mm de hauteur, 150 mm de profondeur et 500 mm entre les appuis, alors que l'entaille centrée a pour hauteur 25 mm et pour largeur 5 mm. La face non coffrée est placée perpendiculairement aux appuis afin de s'assurer d'un meilleur parallélisme. Le comité RILEM suggère un taux de chargement contrôlé en déplacement de 0.2 mm/minute. On obtient ainsi la courbe charge-flèche de l'essai. À partir de la courbe charge-flèche on peut obtenir la courbe contrainte-ouverture de fissure comme dans la Figure 2-3 en utilisant un logiciel tel que celui développé par Ali Nour à l'EPM (Nour et al., 2012).

Cet essai a l'avantage d'être assez simple de réalisation car la taille, la forme et le poids des spécimens rendent les manipulations aisées pour la préparation et mise en place. De plus, le

matériel nécessaire à sa mise en flexion trois points est disponible au sein du laboratoire des structures de l'EPM. Toutefois, cet essai a le désavantage de nécessiter un système de pilotage en déplacement qui n'est normalement pas dans disponible les laboratoires des contrôles de la qualité.

2.2.2.3 Dalle ASTM C1550

Le spécimen de béton testé lors de cet essai est une dalle circulaire avec pour rayon 400 mm et 80 mm de hauteur, avec une charge au milieu de sa face supérieure (c.-à-d. la face non coffrée), comme le montre la Figure 2-7.

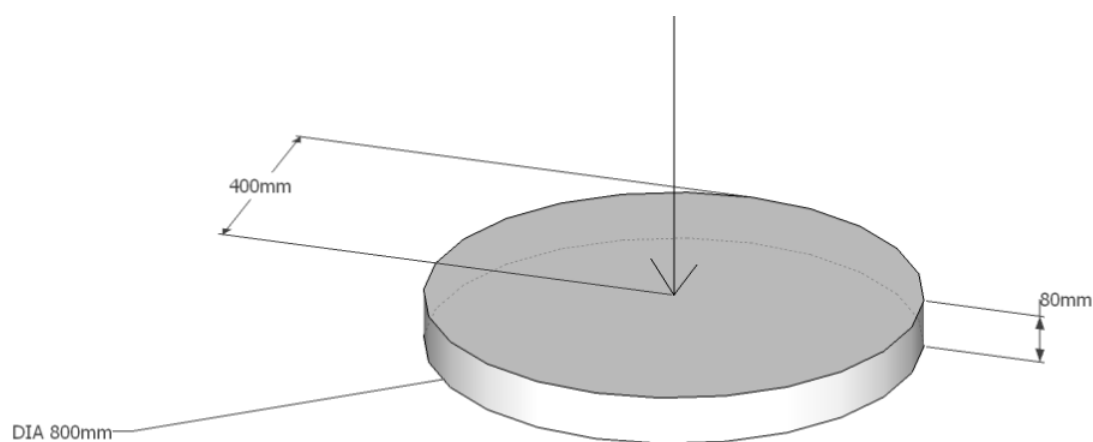


Figure 2-7 : Position du vérin dans un essai de dalle

La norme C1550 de l'ASTM (ASTM, 2008) fournit la procédure d'essai en flexion sur les trois appuis distants de 375 mm du centre de la dalle circulaire et placés de façon équidistante, comme le montrent les Figure 2-8 et Figure 2-9.

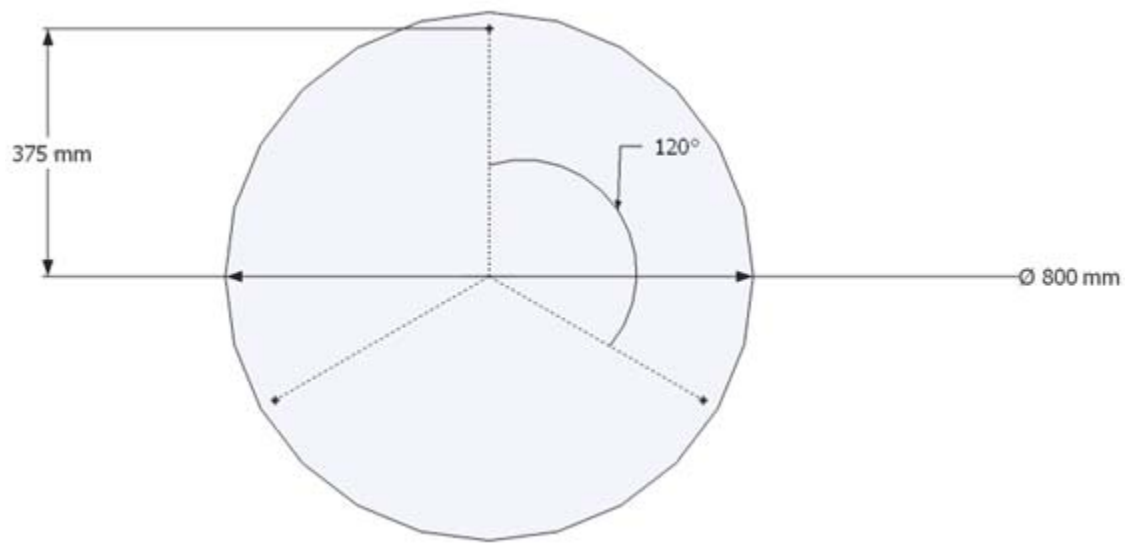


Figure 2-8 : Position des appuis sur la dalle

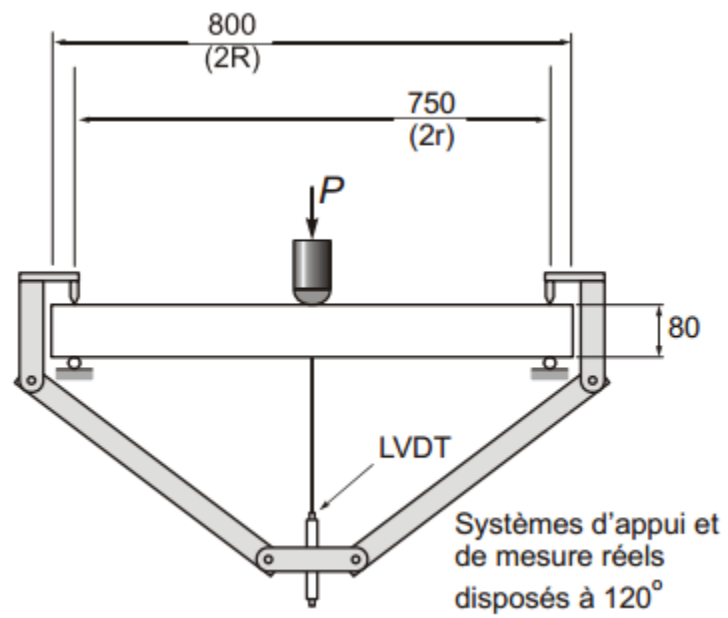


Figure 2-9 : Vue de face de la dalle (Massicotte et al., 2012)

La norme demande de mesurer la flèche au centre et la force fournie par le vérin, ces deux données permettent d'obtenir la courbe charge-flèche. Aussi, un contrôle en déplacement est utilisé lors de l'essai à l'EPM avec une vitesse de 4 mm/min (la norme ASTM recommande 4.0 ± 1.0 mm/min). Toutefois, contrairement à l'essai sur prisme entaillé, cet essai ne nécessite pas l'utilisation d'un système de contrôle asservi. Il est donc plus apte à être utilisé pour des essais de contrôle de qualité.

2.3 Impact sur la durabilité

Le choix des matériaux est dicté par la recherche de meilleures performances mécaniques pour un coût raisonnable, ainsi dans le cas du BRF les matériaux sont le plus souvent plus onéreux au poids que pour un béton armé cependant des économies peuvent être réalisées grâce à l'optimisation du ferrailage, de la réduction du poids et de la simplification du travail des ouvriers (Massicotte et al., 2012). Néanmoins, dans des régions du monde comme le Québec où les conditions climatiques sont rigoureuses, la durabilité que confère le BRF à un ouvrage art devient primordiale. En effet, Granju et Balouch (2005) montrent que même dans des conditions de corrosion forte (maritime dans leur étude), le BRF parvient à sauvegarder ses capacités en flexion, notamment dû au contrôle de l'ouverture des fissures que ce matériau offre. De plus, dans certains cas, la capacité en flexion de la poutre augmente grâce à la corrosion, comme le montre la Figure 2-10, (les points noirs représentent le BRF), ce qui n'arrive pas dans le cas du béton armé non fibré (points gris dans la figure).

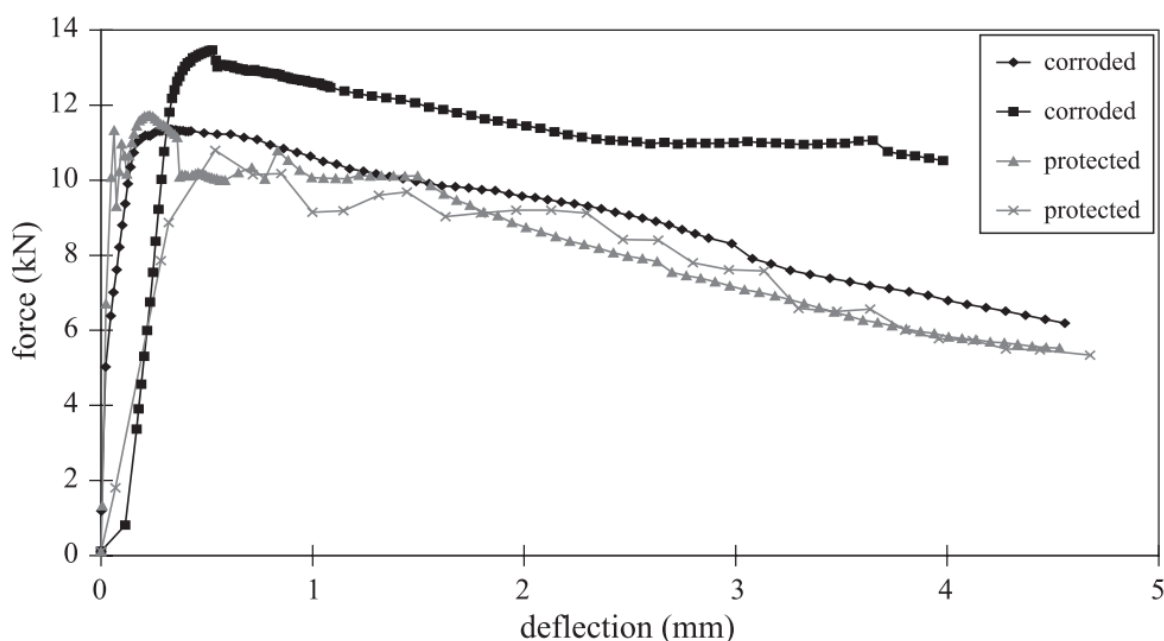


Figure 2-10 : Comparaison des résistances en flexion (Granju et Balouch 2005)

Ainsi, dans le cas des ponts notamment, les efforts (mécaniques, thermiques, etc.) auxquels ces derniers sont soumis provoqueront la fissuration et détérioreront même le meilleur des bétons si son dosage en fibres n'est pas adéquat. En prenant en compte la totalité du cycle de vie d'un ouvrage, utiliser du BRF va très probablement aboutir à une réduction de coûts, et cela sans même tenir compte des coûts sociaux liés aux travaux de réfection des ouvrages existants.

2.4 Orientation des fibres

L'orientation des fibres joue un rôle primordial dans la résistance en traction du BRF. En effet, les fibres d'acier sont principalement utilisées pour la grande résistance en traction (>1100 MPa pour la Dramix (Bekaert, 1999)). Or celle-ci ne peut être mise à contribution que si la fissure traverse le plan de coupe de la fibre (Lee et al., 2011), comme dans la Figure 2-11.

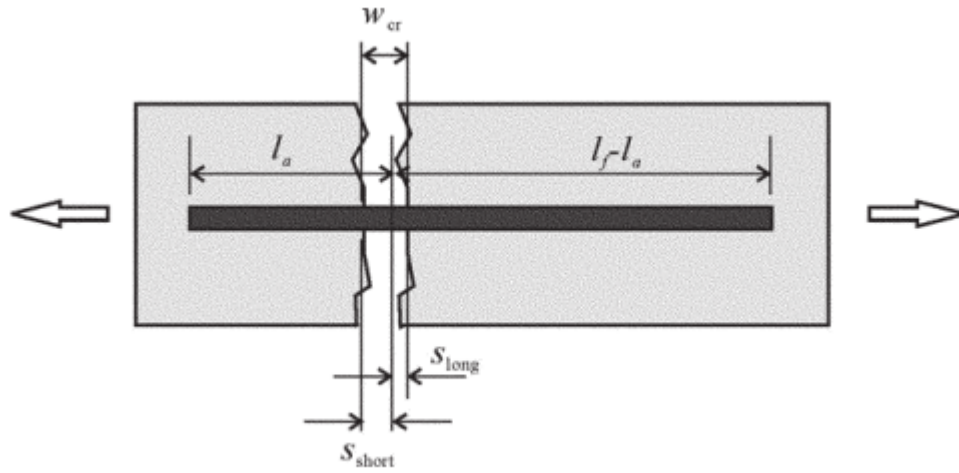


Figure 2-11 : Fibre en tension au sein d'une fissure

Plus spécifiquement, l'angle avec lequel la fissure traverse le plan de coupe de la fibre a une influence directe avec la résistance qu'apporte la fibre, tel qu'illustré sur la Figure 2-12 par le modèle proposé par Lee et al. (2011).

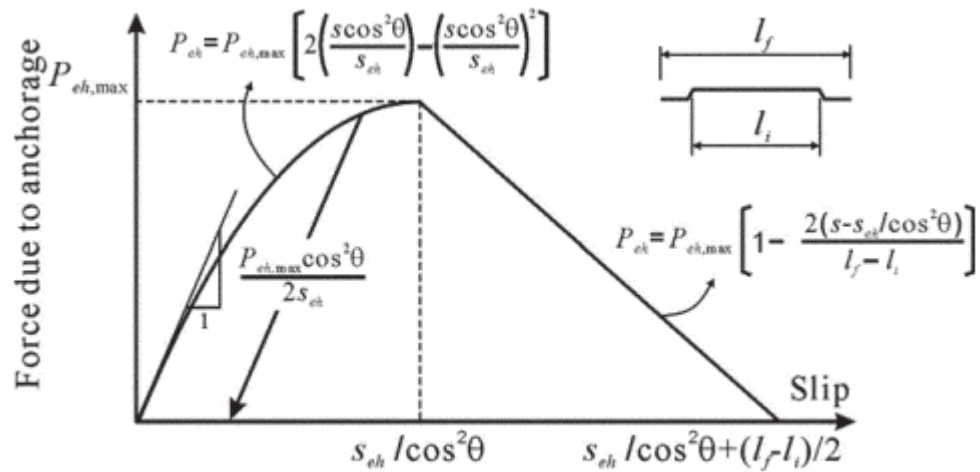


Figure 2-12: Relation entre la résistance en traction de la fibre et l'angle de la fissure

Ce graphique met en évidence qu'un angle de 90° entre la fissure et l'axe de la fibre est idéal en termes de résistance en traction.

Une telle approche néglige toutefois l'effet de synergie lorsque les fibres sont orientées dans différentes directions (Rossi, 1998).

2.5 Optimisation des mélanges

Nous avons vu l'importance de l'orientation des fibres au sein de la matrice cimentaire, or celle-ci dépend fortement de la qualité du mélange utilisé. En effet, un mélange autoplaçant permettra aux fibres de s'étaler dans le sens de la coulée ce qui, s'il est bien choisi, offrira un maximum de fibres orientées de façon à résister en traction lors de la fissuration des zones de béton tendues (Lee et al., 2011). Aussi, on cherche à éviter la ségrégation des fibres et la perte de résistance mécanique. En effet, la ségrégation des fibres nuit aux capacités mécaniques du matériau, il faut pour cela utilisé du superplastifiant en forte dose et du viscosant.

L'objectif fixé est de mettre au point un béton autoplaçant, stable et homogène dont l'étalement au cône d'Abrams (Figure 2-13) est de 625 ± 75 mm après insertion des fibres (Massicotte et al., 2012). Pour cela la méthode d'optimisation du mélange de Baron-Lesage est utilisée (Dzeletovic, 1998; Rossi et Harouche, 1990).

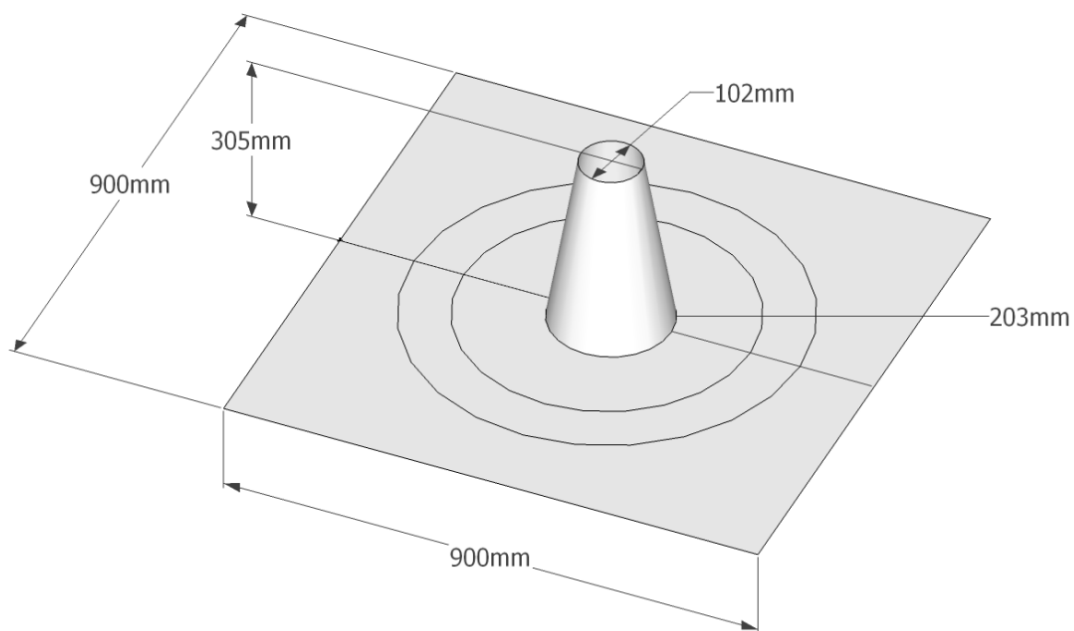


Figure 2-13 : Cône d'Abrams et plaque d'étalement

La Figure 2-14 présente un test d'étalement, la mesure correspond à la moyenne de diamètres du disque de béton étalé sur la plaque d'étalement.



Figure 2-14 : Étalement au cône d'Abrams

La méthode de Baron-Lesage itérative se basant sur la connaissance des courbes « maniabilité vs volume d'eau à quantité de ciment constante », « maniabilité vs quantité de ciment à volume d'eau constant » et « résistance vs E/C » (Baron et Lesage, 1976). Il suffit de partir d'un rapport E/C donnant une résistance visée, la donnée E/C permet de connaître la maniabilité théorique, ensuite il faut procéder un essai d'étalement pour obtenir la maniabilité réelle. Si la maniabilité est insatisfaisante, il faut procéder un ajustement du rapport E/C afin d'atteindre la maniabilité souhaitée. Puis il faut contrôler la résistance correspondant au nouveau E/C. Il faut effectuer ces opérations jusqu'à obtenir un E/C tel que la résistance et la maniabilité soient satisfaisantes.

2.6 Précontrainte

2.6.1 Bénéfices de la précontrainte

Comme décrit par Picard (2001), la précontrainte consiste à imposer une contrainte, avant la mise en service, qui s'opposera aux effets des charges. Il existe plusieurs types de

précontrainte, nous nous intéresserons à la précontrainte adhérente et non adhérente. Le premier cas signifie que le toron mis en tension est adhérent au béton (comme un acier d'armature conventionnel). On peut soit tendre les torons avant la coulée du béton, on parle alors de pré-tension, ou encore tendre les torons après la coulée du béton avec injection de la gaine pour les rendre adhérents, on parle alors de post-tension. Dans le cas de la précontrainte non adhérente, le toron est gainé-graissé c.-à-d. il est ancré à ses extrémités et placés dans une gaine avec de la graisse afin d'éviter les frottements ce qui permet de garder le taux de déformation $\varepsilon = \Delta L/L$ faible, car « L » est la longueur totale du toron qui ne varie pas en service.

Les avantages de la précontrainte sont nombreux pour le béton, car il permet de créer des contraintes de compression là où le béton se trouve en traction, car la résistance en traction du béton même renforcé de fibres est bien moindre que celle en compression.

2.6.2 Utilisation structurale du BRF précontraint

Les BRF conventionnels ont de bonnes capacités en traction post-fissuration ce qui contribue à accroître significativement la rigidité et la durabilité post-fissuration (Massicotte et al., 2012)

De nombreuses études montrent que l'utilisation des BRF permet d'économiser beaucoup d'armature de flexion, voire de ne pas en utiliser et ce en particulier pour les dalles. D'autre part, dans certains cas, les capacités en service, en fatigue et à l'ultime de dalles en BRF peuvent surpasser celles conçues de façon conventionnelle (Bélanger, 2000; Braïke, 2007; Dzeletovic, 1998; Moffatt, 2001).

Par ailleurs, la fissuration précoce des structures en béton peut être grandement diminuée grâce à l'utilisation du BRF. Ce matériau permet aussi de réduire le poids, ainsi que d'augmenter leurs durées de vie. En dépit de l'utilisation de plus en plus courante du BRF, l'utilisation simultanée de torons de précontrainte reste faible malgré le fait que les BRF apportent des avantages subsidiaires aux éléments précontraints. Effectivement, en plus d'améliorer la résistance en cisaillement (Voo et al., 2010), ce qui permet de diminuer la longueur d'ancrage des

torons, les fibres métalliques permettent aux BRF d'avoir une faible perméabilité (Singh and Singhal, 2011).

Braike (Braike et al, 2006 et Braike 2007) a mis en évidence la grande efficacité des BRF pour les poutres préfabriquées de types NEBT. Aussi, le comportement adoucissant du BRF procure des résistances plus importantes en cisaillement et en flexion aux éléments de structure. Par ailleurs, on note également une meilleure résistance aux impacts, chose intéressante dans le cas des parapets de ponts (Duchesneau, 2011).

Depuis le milieu des années 1990, différents travaux de recherche effectués à l'EPM (Massicotte, 2004; Massicotte and Bischoff, 2000; Massicotte et al., 1999; Moffatt et Massicotte, 2004; de Montaignac et al., 2012a; de Montaignac et al., 2012b) ont permis de poser les bases de la conception en BRF et notamment l'étude de Braike (2007) pour les éléments préfabriqués de 50, 90 et 150 MPa de résistance en compression pour des dosages de 80, 100 et 470 kg/m³ (deux BFHP et un BFUP). cf. Figure 2-15 Cette étude a mis en évidence que les sections conçues pour le béton non fibré n'étaient pas en mesure de tirer à profit toutes les capacités du BRF.

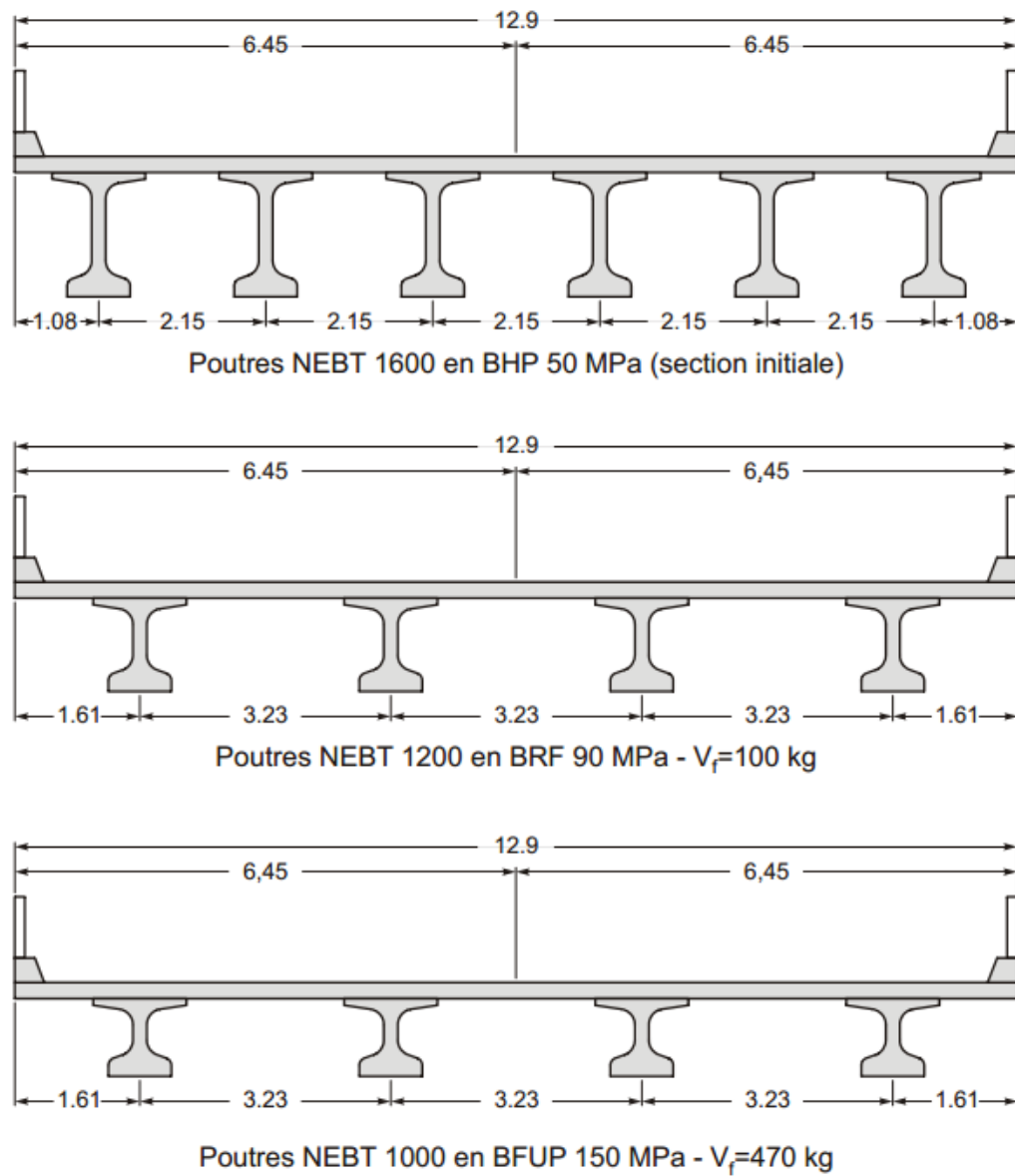


Figure 2-15 : Optimisation de la conception des poutres NEBT en BRF ou en BFUP(Braike 2007)

2.6.3 Comportement en flexion

Padmarajaiah et Ramaswamy (2004) ont étudié le BRF précontraint et a mis en évidence les avantages en termes de résistance en flexion de ce matériau, pour des spécimens prismatiques

de 2200 mm par 240 mm par 105 mm (cf. Figure 2-16), précontraints à l'aide de torons tendus à 1350 MPa, pour des mélanges de BRF 60 MPa ayant pour pourcentages de fibres : 0%, 0.5%, 1% et 1.5%.

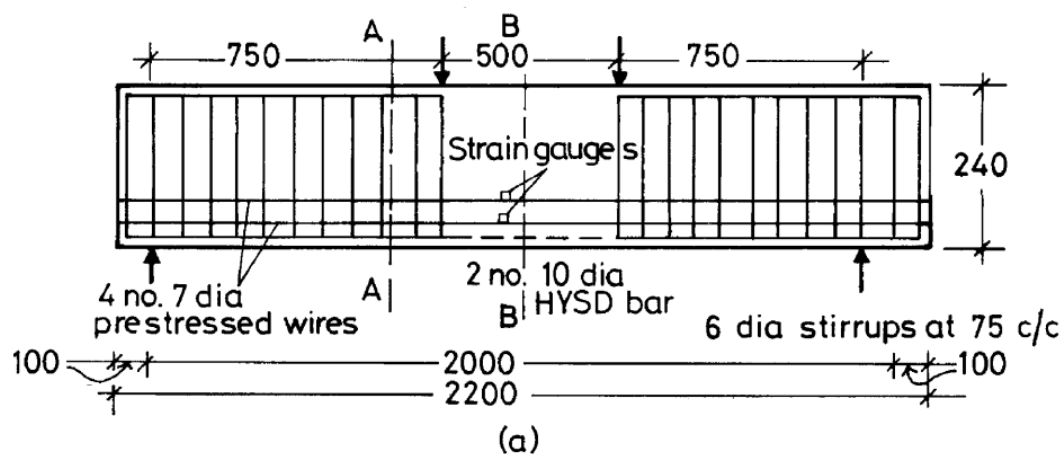
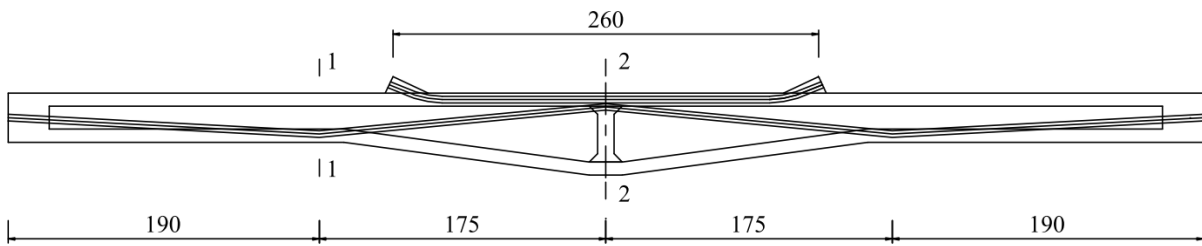


Figure 2-16 : Croquis du prisme testé par Padmarajaiah et Ramaswamy (2004)

Les résultats de leur étude ont clairement démontré les bénéfices de l'utilisation de ces deux technologies simultanément, avec une augmentation de la résistance en flexion de 8 %, 16 % et 21 % pour des pourcentages de fibres de 0.5 %, 1 % et 1.5 % respectivement.

Aussi, l'étude par éléments finis non linéaires de Liu et al. (2009) qui s'intéresse spécifiquement au BFHP précontraint, met en évidence les nombreux intérêts de leur utilisation simultanée. Les simulations numériques ainsi que des essais en laboratoire sur le spécimen présenté dans la Figure 2-17 dont la largeur est de 300 mm, en utilisant du béton à 80 MPa et où les torons sont tendus à 1350 MPa, ont montré une amélioration de la raideur et de la ductilité de la poutre grâce à la contribution des fibres. En terme, de résistance l'ajout de 1% de fibres se traduit par une augmentation de la résistance d'environ 10%.



Dimensions en cm

Figure 2-17 : Poutre testée par Liu et al. (2009)

Le schéma des fissures sur la Figure 2-18 nous renseigne sur les performances du matériau. Ici, la lettre H désigne le BHP et la lettre F le BFHP à 1% et le chiffre accolé à la lettre correspond au pourcentage de précontrainte ($PPR = \frac{f_{py}A_p}{f_{py}A_p + f_yA_s}$). On remarque ainsi que pour les spécimens

partiellement précontraints (H90 et F90), l'action des fibres pour contrer la fissuration est notable. Dans les cas totalement précontraint (H100 et F100), l'action des fibres en termes de fissuration est plutôt équivalente à H90 et F90

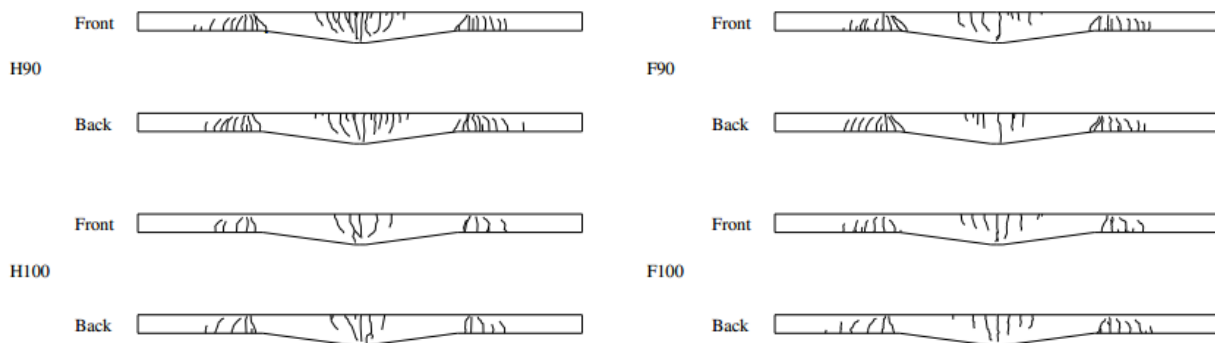


Figure 2-18 : Croquis des fissures (Liu et al, 2009)

2.6.4 Comportement à l'effort tranchant

Voo et al. (2010) décrivent une série huit essais de poutres en I précontraintes en BFHP ($f'_c=130$ MPa) à l'effort tranchant sans étrier, avec des fibres de 15 à 25 mm de longueur et des pourcentages en fibres de 1 à 1.5%. La section transversale de la poutre, dont la longueur est de 8.6 m, est montrée sur la Figure 2-19.

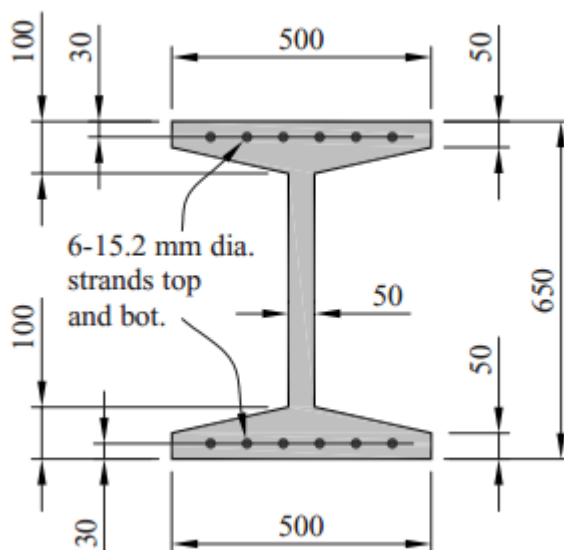


Figure 2-19 : Vue de coupe de la poutre en I (Voo et al, 2010)

La Figure 2-20 montre le schéma de fissuration d'une des poutres de l'étude munie de 1% de fibres droites de 15 mm de longueur et de 0.2 mm de diamètre et chargée avec un vérin placé à un quart de la portée. La rupture est survenue pour un effort tranchant $V_u = 360$ kN, la première fissure ayant apparu à $V_{cr} = 247$ kN.

L'apport des fibres à l'effort tranchant ne se limite pas à une augmentation de la résistance, mais aussi les fibres contribuent à réduire la fragilité des poutres après fissuration, ce qui permet de rendre la rupture moins brutale.

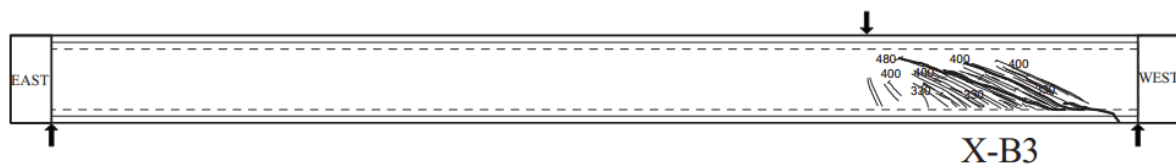


Figure 2-20 : Croquis de fissuration de la poutre en I

On peut noter sur la Figure 2-20 le phénomène de multi-fissuration, qui à terme, mène à une macrofissure. La présence des fibres est responsable de ce phénomène qui offre une meilleure ductilité pour la poutre. En effet, en l'absence de fibres cette poutre aurait conduit à une rupture fragile et brutale. On voit donc que les fibres apportent résistance et ductilité en cisaillement.

CHAPITRE 3 CONCEPTION PRÉLIMINAIRE DES POUTRES EN T EN BRF

3.1 Contexte académique et objectifs du projet

Ce projet de maîtrise s'inscrit dans la continuation d'un projet de recherche de l'EPM supporté par le MTQ concernant les poutres précontraintes en BRF (Massicotte et al., 2012). Les objectifs de la conception de poutres de ponts précontraintes en BRF avec dalle intégrée visés dans cette maîtrise s'inspirent directement des conclusions du rapport mentionné ci-dessus, à savoir :

- d'accélérer la construction des ponts par l'usage accru de la préfabrication;
- d'intégrer une dalle aux poutres afin d'éliminer l'étape de coulée d'une dalle in situ;
- d'utiliser des matériaux durables, tant au niveau des conditions environnementales qu'au niveau du comportement mécanique;
- d'éliminer la fissuration des ponts en service.

La forme finale des poutres reste encore à déterminer, cependant les essais et les analyses par éléments finis réalisés dans l'étude de Massicotte et al. (2012) permettent de proposer différentes configurations possibles pour les poutres. Le concept préconisé pour ces poutres consiste à mettre en tension des torons à l'étape de la préfabrication qui équilibre le poids propre des poutres afin de minimiser l'augmentation de la cambrure associée au fluage. Toutefois, comme cette précontrainte est insuffisante pour rencontrer les critères de conception, des armatures principales additionnelles sont requises.

Ce projet de recherche constitue une étape charnière dans le développement des nouvelles poutres en T ou double T et fait suite à celle réalisée par Massicotte et al (2012). Les paramètres devant être considérés portent sur trois niveaux.

1. Trois types d'acier principaux additionnels sont envisageables : (i) adhérents, précontraints par pré-tension (option traditionnelle) ou encore précontraints par post-tension avec gaines injectées; (ii) non adhérents, précontraints par post-tension avec des torons gainés et graissés ou par post-tension extérieure; (iii) avec armatures passives (aciers conventionnel ou haute résistance de type barres précontrainte non tendues).
2. La conception à l'effort tranchant, notamment pour la disposition et l'espacement des étriers, est revue en fonction du niveau de précontrainte et des propriétés du BRF. L'utilisation d'une nappe simple localisée à mi-épaisseur de l'âme est considérée. L'élimination des aciers secondaires est considérée.
3. Un BRF présentant une résistance post-fissuration nominale de 2.5 MPa jusqu'à 1 mm d'ouverture de fissure (Figure 3-1), soit dans la plage d'intérêt en service, doit être retenu. Ces propriétés nominales correspondent environ à celles obtenues pour les BRF de 50 et 70 MPa avec des fibres de 60 et 30 mm respectivement une fois la dispersion de la résistance prise en considération. Le choix final du fibrage devra être établi ultérieurement. Toutefois, un béton de résistance en compression nominale de 70 MPa est retenu.

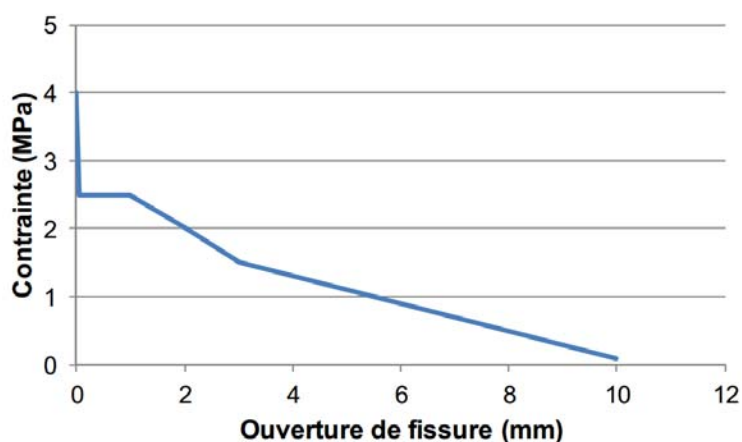


Figure 3-1 : Propriétés nominales du BRF (Massicotte et al., 2012)

3.2 Contexte industriel

L'entreprise BPDF s'est associée à l'École Polytechnique de Montréal dans un projet de recherche visant à fabriquer d'ici cinq ans des tabliers de ponts en double T avec dalle intégrée, la Figure 3-2 montre une vue de coupe de ce que pourrait être la géométrie finale.

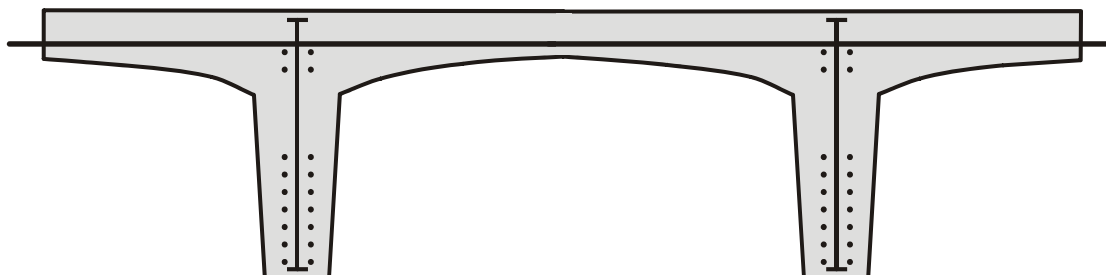


Figure 3-2 : Vue de coupe du tablier de pont en double T (Massicotte et al, 2012)

Ceux-ci, seront en BRF et précontraints afin de maximiser leur durée de vie et leur performance. En ce qui concerne leurs portées, des longueurs de 15 à 30 mètres sont visées, mais restent encore à définir.

Ce projet de maîtrise consiste à choisir le type de fibres, leur dosage, puis de construire et tester l'âme de l'un des T. Ici, on s'intéresse exclusivement aux capacités intrinsèques en flexion et cisaillement du BRF précontraint alors que l'optimisation de la géométrie fera l'objet de projets ultérieurs. En effet, le comportement du BRF précontraint a été assez peu étudié pour des poutres de grande hauteur ($h > 750$ mm) et il importe qu'il soit connu avant de se lancer dans de l'optimisation de la géométrie.

Un seul BRF sera testé tout au long de ce projet afin de pouvoir comparer les résultats de résistance en flexion et cisaillement des poutres.

3.3 Géométrie de référence

Ce projet de maîtrise constitue la première étape expérimentale sur des poutres de grande taille où seule l'âme de la poutre en T est testée. La hauteur de la poutre a été fixée à 800 mm,

soit celle correspondant à une poutre en T d'un pont de 20 m de portée. Pour les essais en laboratoire, une longueur égale à environ 8 fois la profondeur est adéquate pour déterminer le comportement en flexion ou à l'effort tranchant, ce qui correspond à une longueur minimale de 6.4 m. Pour des questions de fabrication en usine, la taille des spécimens a été près de 8 m, la portion de largeur uniforme étant égale à quatre feuilles de coffrage comme illustré sur la Figure 3-3 et la Figure 3-4. Il a été déterminé qu'une épaisseur pour l'âme de 200mm permettrait la mise en place du BRF et des torons.

Aussi, afin de prendre en compte la géométrie finale des tabliers en double T, des butées de 600 mm par 300 mm sont placées à chaque extrémité afin d'assurer la stabilité pendant les essais. Toutes les poutres, qu'elles soient testées en flexion ou cisaillement, ont la même géométrie extérieure présentée en Figure 3-3 et Figure 3-4Figure 4-18.

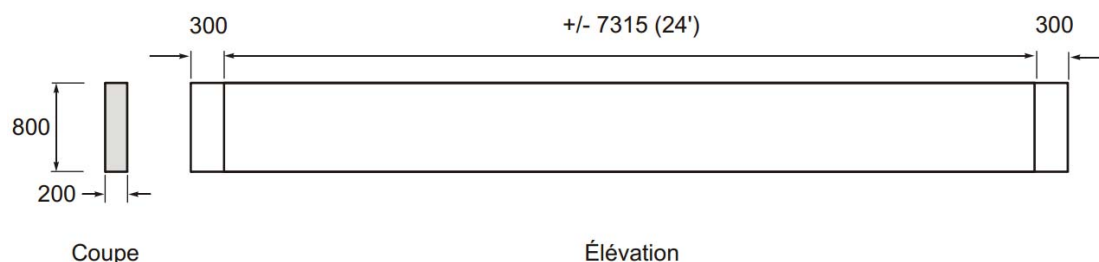


Figure 3-3 : Dimension des poutres vues de faces et profil

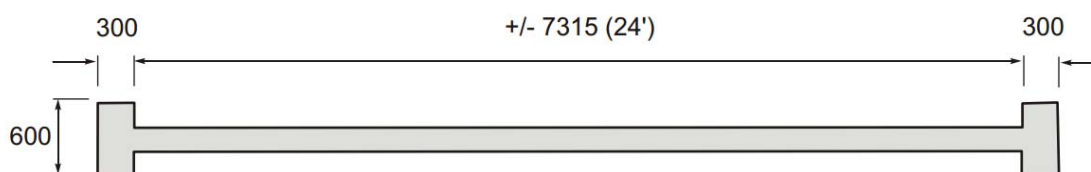


Figure 3-4 : Dimensions des poutres vues du dessus

Les paramètres principaux de cette étude expérimentale sont donc le comportement en flexion des poutres en fonction du ferrailage et le comportement à l'effort tranchant des poutres

en fonction de la présence d'étriers. Leur choix vise à déterminer la meilleure combinaison de torons, armatures et étriers.

CHAPITRE 4 PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

4.1 Introduction

Le programme expérimental de cette maîtrise se décompose en quatre phases. Les essais de compressions sur cylindres, dont le but est d'obtenir la résistance en compression du béton f_c , son module élastique E_c et le coefficient de Poisson ν . La deuxième phase est celle des essais en flexion trois points des prismes RILEM qui permettent d'obtenir la résistance post-fissuration du BRF. La troisième phase consiste en la présentation des essais des dalles circulaires ASTM en flexion sur trois appuis qui permettent eux aussi d'obtenir la résistance post-fissuration du béton. Enfin, la dernière phase de ce chapitre s'intéresse aux poutres précontraintes en BRF, qui constituent le cœur de ce mémoire.

Notons que ce chapitre explique aussi les conditions de fabrication et de préparation des différents spécimens. Aussi, il explique la mise au point du mélange de BRF.

4.2 Mise au point des mélanges

Avant de pouvoir couler les poutres ou n'importe quel autre spécimen à l'usine de BPDFL, il a été nécessaire de mettre au point, au laboratoire de l'EPM, une matrice cimentaire de bonne qualité qui va permettre aux fibres de s'insérer parfaitement et de s'orienter de façon optimale dans la matrice cimentaire. La mise au point détaillée de ce mélange est décrite dans Androuët et al. (2013), la plupart des données présentées dans ce paragraphe en sont d'ailleurs issues.

La résistance en compression minimale visée pour le béton est de $f_{c28j} = 80$ MPa tout en étant autoplaçant. Le point de départ de ce mélange est le BRF70-HOL (Voisin et al., 2011) qui est un BRF de résistance 70 MPa comportant des fibres de 30 mm de longueur et du ciment provenant de Holcim Canada. Or le partenaire industriel de ce projet, BPDFL, s'approvisionne en béton frais chez Béton Provincial qui utilise du ciment Lafarge Canada de sorte qu'il a été nécessaire de tester ce mélange avec ce ciment.

Aussi, ce projet utilise des fibres de 35 mm de longueur, plus élancées que celles du mélange de référence, ce qui entraîne une légère perte de maniabilité (Rossi, 1988) et requiert donc une augmentation des doses du super plastifiant utilisé.

Dix formulation ont été nécessaires afin d'obtenir un matériau satisfaisant, la composition finale de celui-ci est donnée dans le Tableau 4-1

Tableau 4-1 : Formulation du BRF80

Composant	Identification	Masse (kg/m ³)
Ciment	Gub-SF (Lafarge)	685
Eau	-	186
Superplastifiant	Plastol 6400	9.8
Agent Viscosant	-	0
Eau total (adj. inclus)	-	195.8
Sable	St-Félix	855
Pierre	5-10 St-Donat	630
Fibres	Dramix 65-35	80

Un étalement de 625 mm était visé pour ce projet, dans la pratique un étalement moyen de 521 mm a été atteint, l'ensemble des propriétés des différents gâchés est en Annexe 2.

4.3 Propriétés mécaniques en compression

Afin de déterminer la résistance en compression des différents bétons testés, des cylindres de quatre pouces (cf. Figure 4-1) ont été prélevés lors de chaque coulée de béton. Afin de reproduire au mieux le mûrissement du béton, ils ont été placés dans une boîte isolée afin d'être maintenus à une température proche de celle du béton au sein des coffrages.

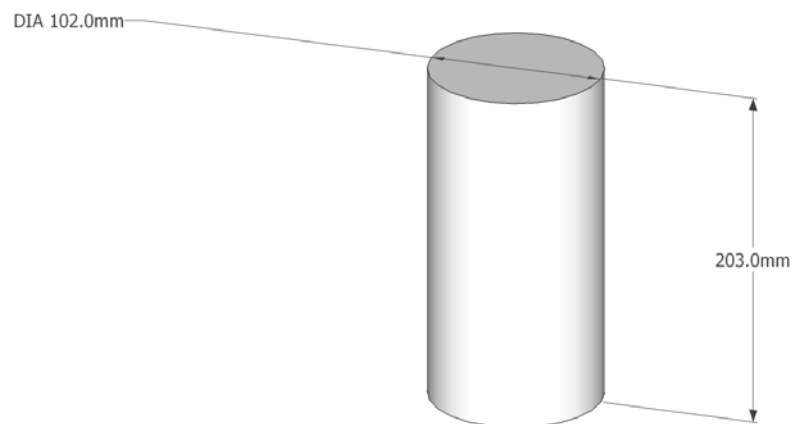


Figure 4-1 : Schéma d'un cylindre de quatre pouces

Les essais de compression ont été réalisés sur la presse AMSLER (Figure 4-2) du laboratoire de l'EPM, avec un taux de chargement de 500 lbf/s, c'est-à-dire avec un contrôle en force de 2220 N/s.



Figure 4-2 : Presse AMSLER

Pour chaque coulée, trois essais de compression et une mesure de module d'élasticité et de module de Poisson ont été effectués, ainsi un total de 36 cylindres a été testé.

4.4 Caractérisation en traction

4.4.1 Prismes RILEM

4.4.1.1 Nombre de spécimens et caractéristiques

Pour chacune des huit coulées de BRF, trois prismes RILEM ont été coulés. Ceci permet d'obtenir une dispersion statistique suffisante. Cependant, la gâchée R06-1 n'a pas été de qualité suffisante pour que les prismes donnent de résultats satisfaisants, il a donc été décidé que la R06-1 sera modélisée numériquement avec la combinaison normalisée des autres prismes des autres poutres. Un total de 21 prismes a été testé, la Figure 4-3 rappelle la géométrie d'un prisme.

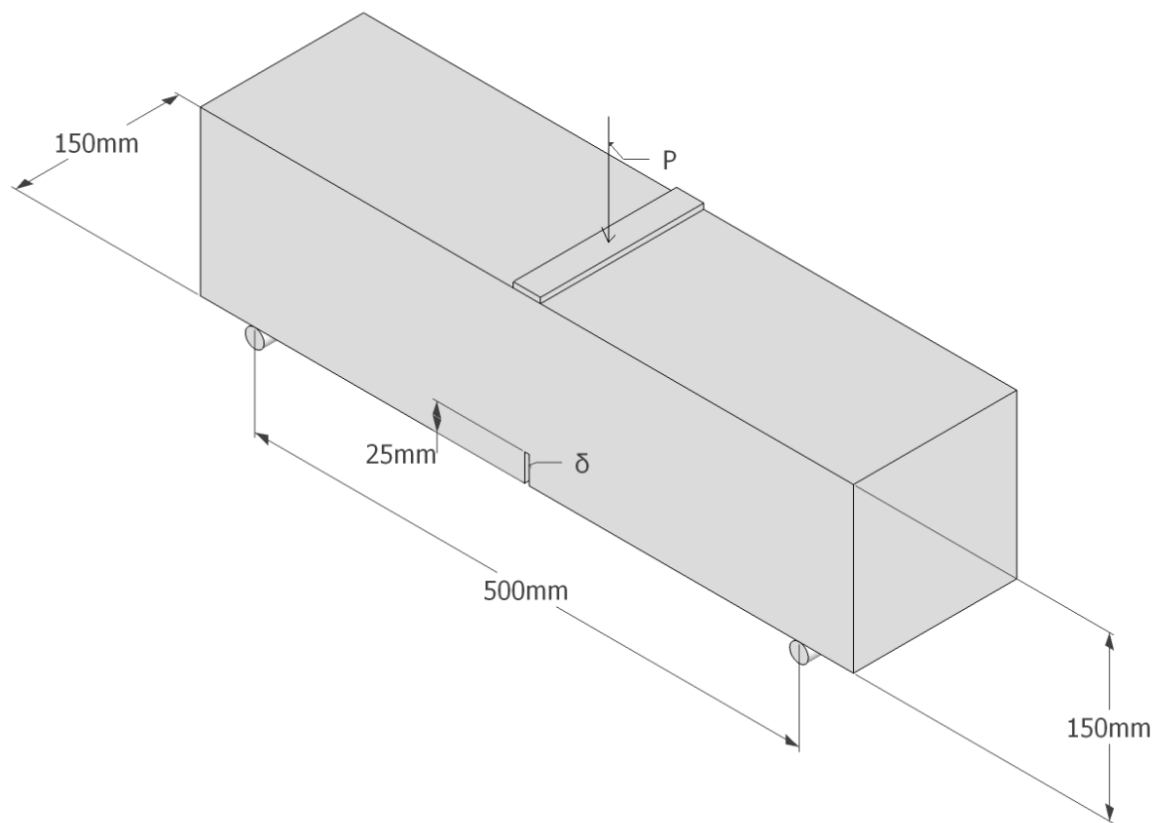


Figure 4-3 : Dimensions du prisme RILEM

4.4.1.2 Coffrages

Les coffrages en bois ont été réalisés en collaboration avec Nathan Aubrée à la menuiserie du Laboratoire des structures de L'EPM. Ils sont conçus de telle sorte que l'une des parois de chaque coffrage soit démontable à l'aide de tiges filetées et d'écrous, comme on peut le voir sur la Figure 4-4.



Figure 4-4 : Coffrage de prisme RILEM

4.4.1.3 Fabrication des spécimens

Lors de chaque coulée de béton, les trois prismes ont été coulés manuellement à partir de seaux de béton frais. Il est important de les couler dans le sens de la longueur en effectuant au moins trois allers-retours afin de permettre aux fibres de s'orienter horizontalement.

Aussi, afin d'éviter la formation de « nids d'abeilles », des coups de marteau d'intensité moyenne ont été donnés sur les parois des coffrages. Il faut faire en sorte de ne pas taper de façon trop brutale le spécimen, car cela peut provoquer de la ségrégation dans la matrice du BRF. Ensuite, la surface du béton a été finie à la truelle afin de lui donner un aspect propre, ce qui facilite la préparation de celui-ci pour l'essai.

Enfin, une feuille de polythène a été posée sur la surface non coffrée afin d'offrir au spécimen la même cure que la poutre coulée en même temps. Elle est ensuite retirée après trois jours, au même moment que la feuille de polythène couvrant la poutre.

4.4.1.4 Préparation des spécimens en vue des essais et instrumentation

Après le décoffrage des prismes RILEM, ceux-ci doivent subir une préparation avant d'être testés.

Premièrement, une entaille de 5 mm de largeur sur 25 mm de hauteur (comme le montre la Figure 4-3) doit être pratiquée dans chaque spécimen au moyen d'une scie à béton (cf. Figure 4-5).



Figure 4-5 : Scie à béton du laboratoire de l'EPM

L'entaille située juste en dessous de la charge permet de faciliter l'apparition d'une fissure et d'en mesurer l'ouverture aisément. En effet, cette ouverture permet de coller des pièces de métal munies de fentes qui permettent la fixation d'un extensomètre. La Figure 4-6 illustre les pièces montées et l'extensomètre mesurant la fissure. Il est à noter que ceci a été effectué sur chacune des faces afin d'obtenir deux mesures de l'ouverture de fissures.



Figure 4-6 : Extensomètre fixé dans la fente du prisme

Des ailettes en métal de part et d'autre du spécimen permettent une mesure aisée de la flèche à partir de LVDT, comme le montre la Figure 4-7.

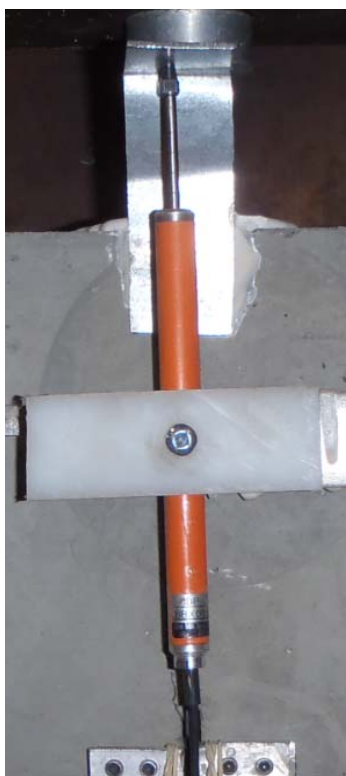


Figure 4-7 : LVDT permettant la mesure de la flèche

Enfin, il ne reste plus qu'à poser une pièce d'acier de 25 mm sur 150 mm sur un coulis de « Drystone » coulé au centre de la face supérieur (cf. Figure 4-3) pour permettre une bonne répartition des efforts du vérin sur le prisme.

4.4.1.5 Protocole de chargement

Le chargement se fait en contrôle de déplacement afin d'éviter que le vérin ne détruise complètement le spécimen à la fin de l'essai. La vitesse de chargement est de 0.2 mm/minute.

On arrête le chargement lors que la force appliquée atteint 3 kN car on veut être en mesure de manipuler le prisme une fois l'essai terminé.

Récapitulatif

Le Tableau 4-2 présente un récapitulatif des dates de coulées et des essais des prismes RILEM

Tableau 4-2: Récapitulatif des prismes RILEM testés

Coulée	R01	R02	R03	R04	R05	R06-1	R06-2	R07
Date de fabrication	2012/11/30	2012/12/03	2012/12/11	2012/12/14	2013/01/13	2013/01/18	2013/01/29	2013/01/31
Date d'essai	2013/03/18	2013/03/19	2013/03/26	2013/04/03	2013/04/03	-	2013/04/08	2013/04/08

4.4.2 Dalles circulaires ASTM

4.4.2.1 Nombre de spécimens et caractéristiques

Pour les dalles circulaires, le nombre de trois spécimens par coulée a été retenu. Ceci permet d'obtenir une dispersion statistique suffisante. Pour les mêmes raisons qu'invoquées précédemment, les dalles de la coulée R06-1 n'ont pas été testées et les propriétés en traction de la poutre R06-1 seront supposés égaux à celles de la combinaison normalisée. Un total de 21 spécimens a été testé. La Figure 4-8 rappelle la géométrie d'une dalle circulaire.

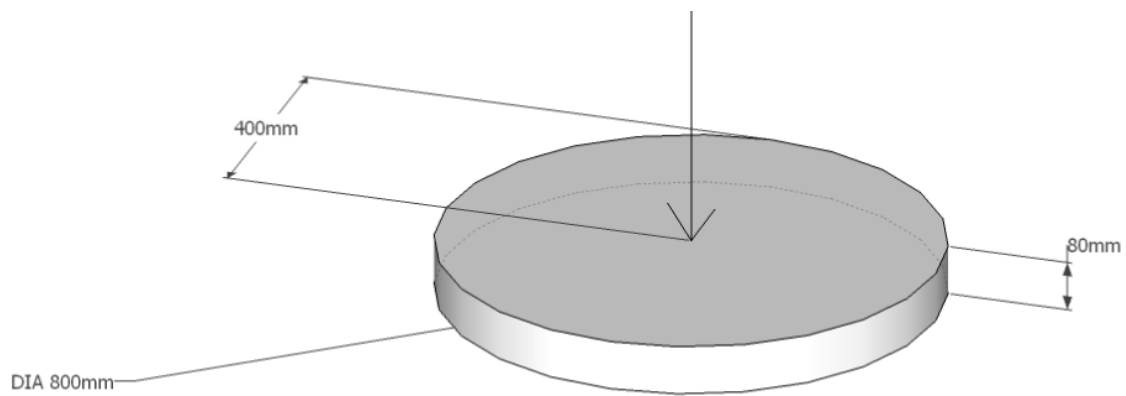


Figure 4-8 : Dimensions d'une dalle circulaire ASTM

4.4.2.2 Coffrages

Des coffrages de dalles circulaires étaient déjà disponibles au laboratoire de Structures et il n'a pas été nécessaire d'en fabriquer de nouveaux. La Figure 4-9 montre l'un d'entre eux.



Figure 4-9 : Coffrage de dalle circulaire

4.4.2.3 Fabrication des spécimens

Contrairement aux prismes, les dalles ne sont pas coulées de façon à donner aux fibres une orientation longitudinale. Celles-ci sont coulées à partir de la goulotte du camion-toupie ou à partir de seaux versés au centre du coffrage. Les qualités autoplaçantes du béton permettent à celui-ci de s'étaler de façon homogène sans que des coups de marteau sur les parois du coffrage soient nécessaires.

Ensuite, la surface du béton a été finie à la truelle afin d'offrir aux dalles une surface relativement plate. Puis une feuille de polythène a été posée sur la surface finie comme sur les prismes RILEM. Celle-ci a été ôtée au même moment que celles couvrant les autres spécimens.

4.4.2.4 Préparation des spécimens en vue des essais et instrumentation

La préparation des dalles circulaires est plus simple que celle des prismes, en effet il n'est pas nécessaire de couler un coulis pour harmoniser l'appui du vérin, ni d'installer d'extensomètre.

Il suffit de déposer la dalle sur le trépied fabriqué par Renaud de Montaignac à l'aide d'un chariot élévateur à fourches comme le montre la Figure 4-10.



Figure 4-10 : Dalle en cours d'installation

Une fois posé, il suffit d'ajuster manuellement la position du spécimen afin de s'assurer que celui-ci est parfaitement centré. Ensuite, il faut placer le LVDT au centre de la face inférieure de la dalle pour mesurer la flèche.

4.4.2.5 Protocole de chargement

Le chargement se fait en contrôle de déplacement afin d'éviter que le vérin ne détruise complètement le spécimen à la fin de l'essai. La vitesse de chargement est d'abord de 1.5 mm/minute du déplacement du LVDT, puis après le pic, à 75% de la résistance du spécimen le contrôle du déplacement est transféré au vérin, avec une vitesse de 4 mm/minute.

On arrête le chargement lors que la charge appliquée atteint 3 kN ou à une flèche de 45 mm, afin d'être en mesure de manipuler la dalle circulaire une fois l'essai terminé.

Récapitulatif

Le Tableau 4-3 présente un récapitulatif des dates de coulées et des essais des prismes RILEM

Tableau 4-3 : Récapitulatif des dalles circulaires testées

Coulée	R01	R02	R03	R04	R05	R06-1	R06-2	R07
Date de fabrication	2012/11/30	2012/12/03	2012/12/11	2012/12/14	2013/01/13	2013/01/18	2013/01/29	2013/01/31
Date d'essai	2013/05/08	2013/05/08	2013/05/10	2013/05/10	2013/05/13	-	2013/05/13	2013/05/16

4.4.3 Essai de fendage

Les deux essais décrits précédemment ne permettent pas de déterminer la résistance en traction d'un béton non fibré à cause de son absence de ductilité. Il a donc été décidé d'effectuer un essai de fendage (CSA, 2010). Cet essai consiste à comprimer un cylindre 6 pouces de diamètre sur sa face latérale. La Figure 4-11 montre le dispositif prêt à tester le cylindre.

Étant donné que le spécimen est principalement sollicité en traction et que sa résistance en traction est plus faible qu'en compression, cette rupture interviendra en traction. D'après (CSA,2010), on obtient $f_t = 2P_{\max}/(\pi.L.D)$ où « L » est la longueur du spécimen et « D » son diamètre.



Figure 4-11 : Cylindre en place dans la presse

4.5 Programme d'essais des poutres

Neufs poutres ont été fabriquées, cinq ont été testées en flexion et quatre à l'effort tranchant. Sur ces neuf poutres, trois ont été fabriquées en double, les paires sont les suivantes : R01 & R04, R02 & R05, R06-1 & R06-2. Pour toutes les poutres, la géométrie extérieure reste la même, seul le ferrailage change. Le Tableau 4-4 est un récapitulatif des spécimens fabriqués.

Tableau 4-4: Récapitulatif des spécimens

Poutres	R01	R02	R03	R04	R05	R06-1	R06-2	R07	R08
Date de fabrication	2012/11/30	2012/12/03	2012/12/11	2012/12/14	2013/01/13	2013/01/18	2013/01/29	2013/01/31	2013/02/04
Date d'essai	2013/03/04	2013/03/07	2013/03/11	2013/03/15	2013/03/25	2013/04/23	2013/04/19	2013/04/29	2013/04/30
Armatures	6 torons	6 torons	4 torons +2-30M	6 torons	6 torons	9 torons	9 torons	9 torons	9 torons
Étriers	Non	Non	Non	Non	Non	Non	Non	Oui	Oui
Bras de levier (mm)	2910	2910	2910	2910	2910	2560	2000	2000	2000
Type de rupture attendue	Flexion	Flexion	Flexion	Flexion	Flexion	Cisaillement	Cisaillement	Cisaillement	Cisaillement

Cependant, afin de pouvoir comparer les résultats entre eux, un seul mélange de BRF a été utilisé pour les huit premières poutres (R01 à R07), le BRF80-BPDL-N10FIB contenant 1% de fibres (80kg/m³) DRAMIX 65-35. La dernière poutre, R08, a été réalisée en béton non fibré, le BAP65-BPDL.

4.6 Fabrication des spécimens et montage

4.6.1 Fabrication des poutres

Les spécimens ont tous été fabriqués à l'usine BPDL de Saint-Eugène-de-Grantham, en utilisant l'un de leurs bancs de précontrainte et l'assistance technique de leurs techniciens et ouvriers. Les Figure 4-12, Figure 4-13 et Figure 4-14 montrent les conditions de fabrication des spécimens à l'usine.



Figure 4-12 : Photographie de l'inspection des coffrages



Figure 4-13 : Photographie d'une coulée



Figure 4-14: Photographie d'une poutre levée au pont roulant à l'usine

Le béton était coulé à partir d'un camion-toupie dans lequel les fibres avaient été introduites auparavant (cf. Figure 4-15). Des essais d'étalement ont eu lieu après l'insertion des fibres afin de s'assurer que les critères de maniabilité requis étaient atteints.



Figure 4-15 : Insertion des fibres dans le camion-toupie

Après la coulée terminée, un film de polythène a été placé sur la poutre et sur les autres spécimens. La Figure 4-16 montre la poutre recouverte de polythène.



Figure 4-16 : Poutre recouverte de polythène

La fabrication des poutres permet d'arriver aux conclusions suivantes :

- Des BRF autonivelants avec un dosage de 1% de fibres peuvent être fabriqués en conditions industrielles.
- La mise en place du béton dans les coffrages nécessite quelques coups de marteaux d'intensité moyenne afin de s'assurer de ne pas avoir de « nids d'abeilles ».

4.6.1.1 Poutres testées en flexion

Comme le précise le paragraphe 3.3, toutes les poutres ont la même géométrie extérieure, présentée sur la Figure 4-17 et la Figure 4-18.

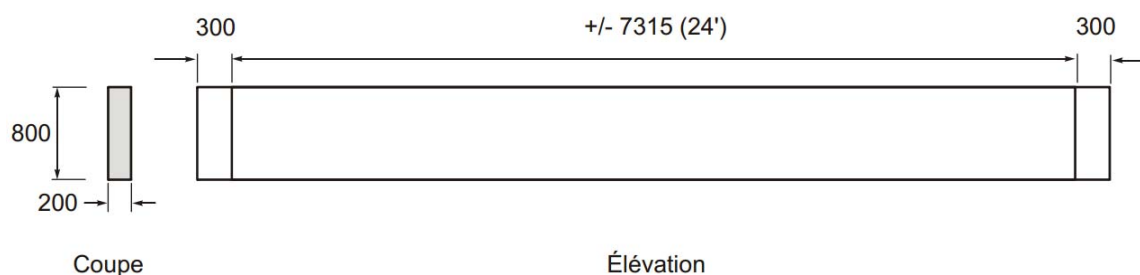


Figure 4-17: Dimension des poutres vues de faces et profil

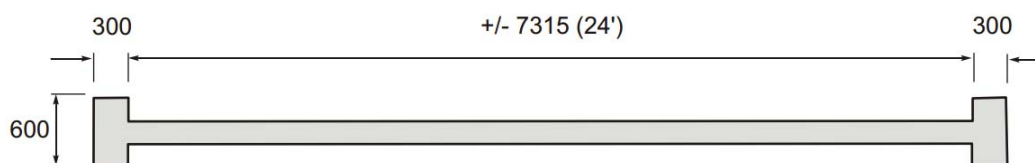


Figure 4-18 : Dimensions des poutres vues du dessus

En ce qui concerne le ferrailage, celui-ci est différent pour chaque poutre, mais il reste globalement similaire, six torons dans la partie basse pour résister à la flexion et deux torons dans la partie supérieure afin d'équilibrer la courbure de la poutre et éviter la fissuration en partie supérieure.

Pour les poutres R01 et R04, le ferrailage est présenté sur la

Figure 4-19. Ici T15 fait référence aux torons utilisés, leurs caractéristiques sont présentées dans le paragraphe 4.6.2.

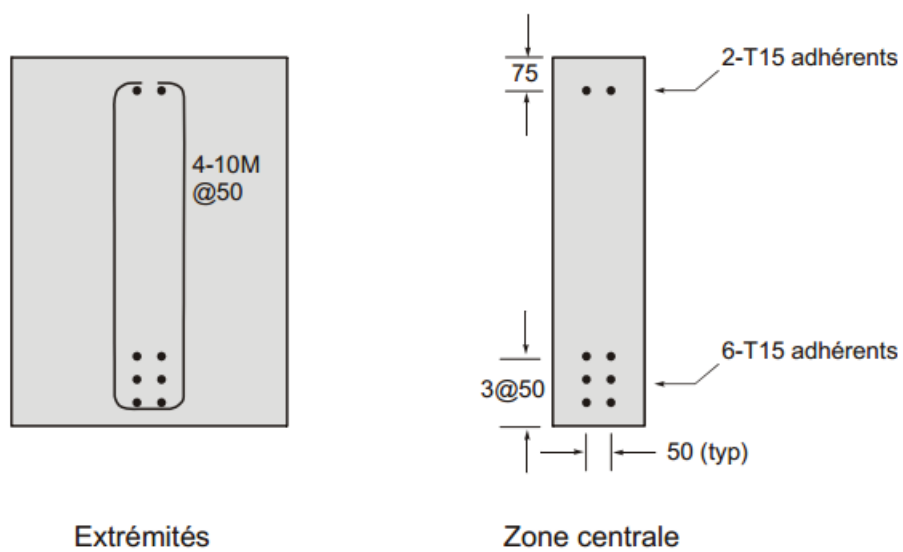


Figure 4-19: Ferrailage R01-R04



Figure 4-20 : Position des torons sur les poutres en flexion R01-R04

Les poutres R02 et R05 possèdent le même ferrailage que celui présenté sur la

Figure 4-19 à la différence que les deux torons les plus proches de la fibre inférieure sont gainés sur 4 m sur la portion centrale de la poutre.

La poutre R03 présente un ferrailage différent des autres et inclut deux armatures passives 30M ($f_y=464$ MPa et $f_u=635$ MPa) à la place des deux torons habituellement présents. La Figure 4-21 présente la configuration de cette poutre et la Figure 4-22 une photographie de l'une de ses extrémités. L'intérêt de cette configuration est de déclencher la multi-fissuration grâce aux crénelures des armatures 30M.

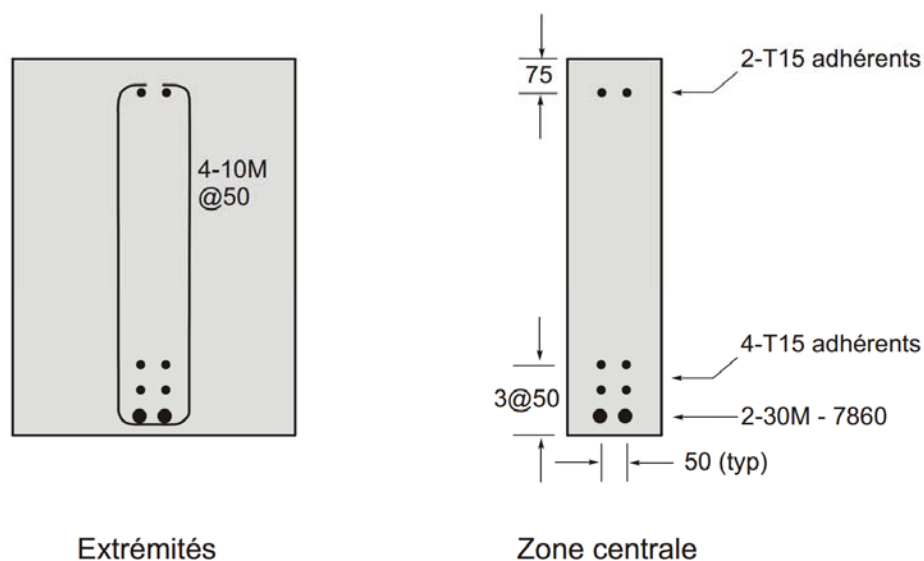


Figure 4-21 : Ferrailage de la R03



Figure 4-22: Photographie de l'extrémité de la poutre R03

4.6.1.2 Poutres testées à l'effort tranchant

Ici encore, la géométrie extérieure ne change pas, mais le ferrailage oui. Afin de résister un maximum à la flexion et ainsi favoriser une rupture à l'effort tranchant, trois torons dans la partie basse de la poutre ont été rajoutés, tout en gardant une même quantité de précontrainte. De plus, afin de mettre en évidence la nécessité de mettre un minimum d'étriers dans une poutre en BRF, certaines poutres en comportent et d'autres non.

Les poutres R06-1 et R06-2 sont des poutres identiques qui ne comportent pas d'étriers, la Figure 4-23 présente un croquis de coupe de leurs ferrailages.

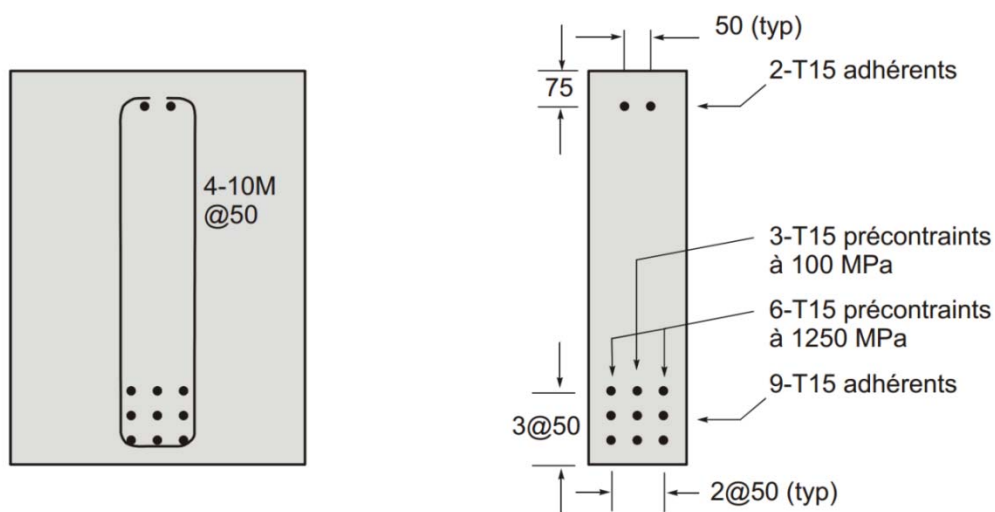


Figure 4-23 : Croquis du ferrailage des poutres R06-1 et R06-2

Les poutres R07 et R08 sont aussi identiques, néanmoins le béton de la R08 est différent (il est non fibré), elles comportent toutes les deux des étriers 10M (400 MPa, valeurs non mesurées) de part et d'autre du centre de la poutre comme le montre la Figure 4-24 et la Figure 4-25. Ces étriers sont espacés de 600 mm ($0.75 h$ ou $0.86 d_v$) et ne contiennent qu'une branche contrairement aux étriers en U des butées.

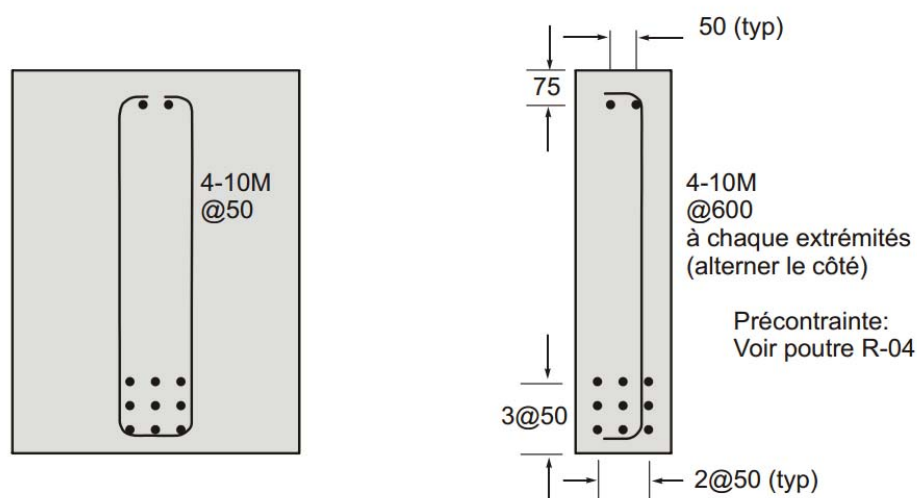


Figure 4-24 : Croquis du ferrailage des poutres R07 et R08

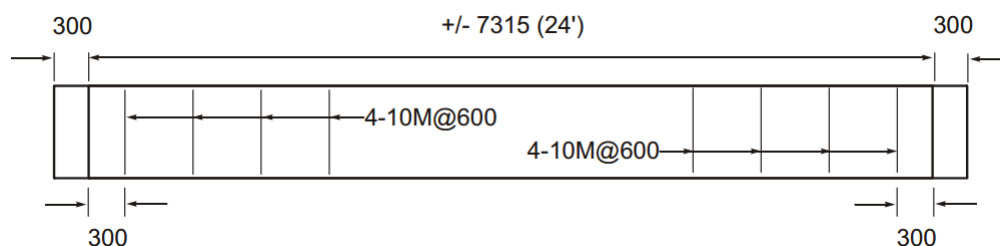


Figure 4-25 : Plan de coupe R07 et R08

Remarque au sujet de la poutre R06-1

Il est à noter que l'âme de la poutre R06-1 ne possède pas une épaisseur constante à cause d'un problème au niveau des coffrages lors de la coulée. En effet son épaisseur varie de 231 mm à gauche à 278 mm du côté droit. C'est pour cela que la poutre R06-2 a été fabriquée en remplacement.

4.6.2 Application de la précontrainte

La tension a été appliquée sur les torons avant la coulée du béton sur le banc de précontrainte, et la précontrainte a été relâchée trois jours après la coulée afin de s'assurer que le béton soit suffisamment résistant afin de ne pas fissurer lors de la découpe des torons. La

Figure 4-26 montre une découpe de torons à l'usine de BPD.



Figure 4-26 : Découpe des torons

Les caractéristiques des torons T15 utilisés dans ce projet sont données dans le Tableau 4-5.

Tableau 4-5 : Caractéristiques des mono-torons

Diamètre (mm)	Aire (mm ²)	Limite élastique (MPa)	Module de Rupture (MPa)	Charge de Rupture (kN)	Force de tension maximale (kN)
15.2	140	1675	1860	261	209

Aussi, afin de mesurer la perte de précontrainte, des points DEMEC (cf. Figure 4-27) ont été collés sur les faces des poutres à l'aide de la colle X60, dont une trousse est présentée sur la Figure 4-28.



Figure 4-27 : Point DEMEC collé sur la face d'une poutre



Figure 4-28 : Trousse de collage X60

Ces derniers permettent de rendre compte de la perte de tension dans les torons. En effet, en les plaçant à une distance précise (250 mm) sur la face du béton avant le relâchement de la précontrainte et mesurant très précisément la distance entre une paire de points DEMEC, on

obtient une mesure de référence. Ensuite, après l'application de la précontrainte, on effectue une nouvelle mesure, ainsi en effectuant le calcul $\varepsilon = \Delta L/L$ on obtient la déformation du béton due à la précontrainte.

En supposant ces déformations égales à celles que subissent les torons, en supposant que les torons sont dans leur phase élastique, et en connaissant E_p des torons (200 000 MPa), on obtient la perte de contrainte grâce à $\Delta\sigma = E_p \varepsilon$.

La disposition des capteurs DEMEC est la suivante (cf. Figure 4-29) :

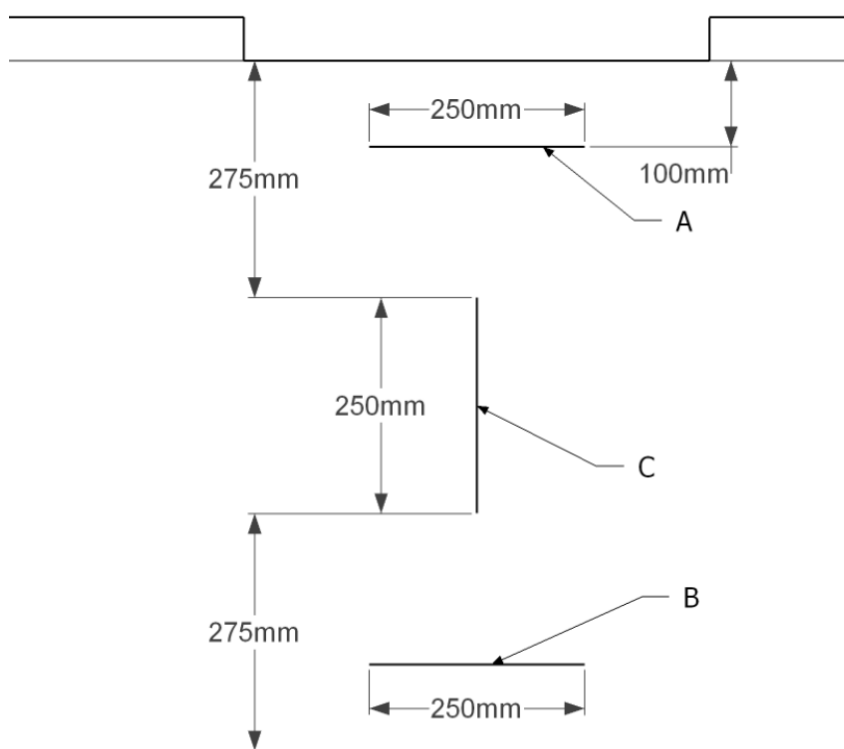


Figure 4-29 : Position des capteurs DEMEC

Cette disposition permet d'obtenir la perte de précontrainte dans le lit de torons de la partie supérieure et dans le lit inférieur. Aussi, la ligne verticale sert de contrôle car en toute logique les déformations devraient être quasi-nulle. Il est à noter qu'avant chaque essai, une mesure DEMEC a été effectuée afin de connaître la tension dans les torons, ces données sont particulièrement utiles pour les analyses par éléments finis.

4.6.2.1 Poutres testées en flexion

La précontrainte à laquelle sont soumis tous les torons est de 1300 MPa pour les poutres R01 à R05, comme le montre la Figure 4-30.

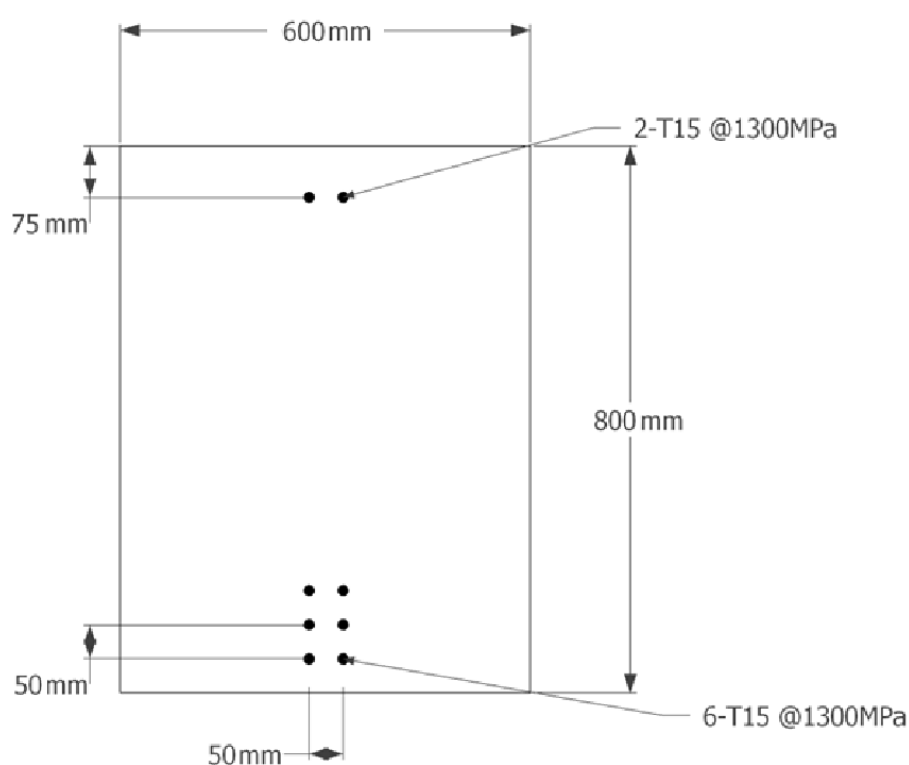


Figure 4-30 : Application de la précontrainte pour les poutres R01 à R05

4.6.2.2 Poutres testées à l'effort tranchant

Ici, seuls les torons dans la partie supérieure sont soumis à une tension de 1300 MPa. Les torons de la partie inférieure eux sont tendus à 1200 MPa pour ceux situés à droite et gauche de l'axe central et à 100 MPa pour les trois torons de l'axe central. La Figure 4-31 présente les différents niveaux de précontrainte appliqués.

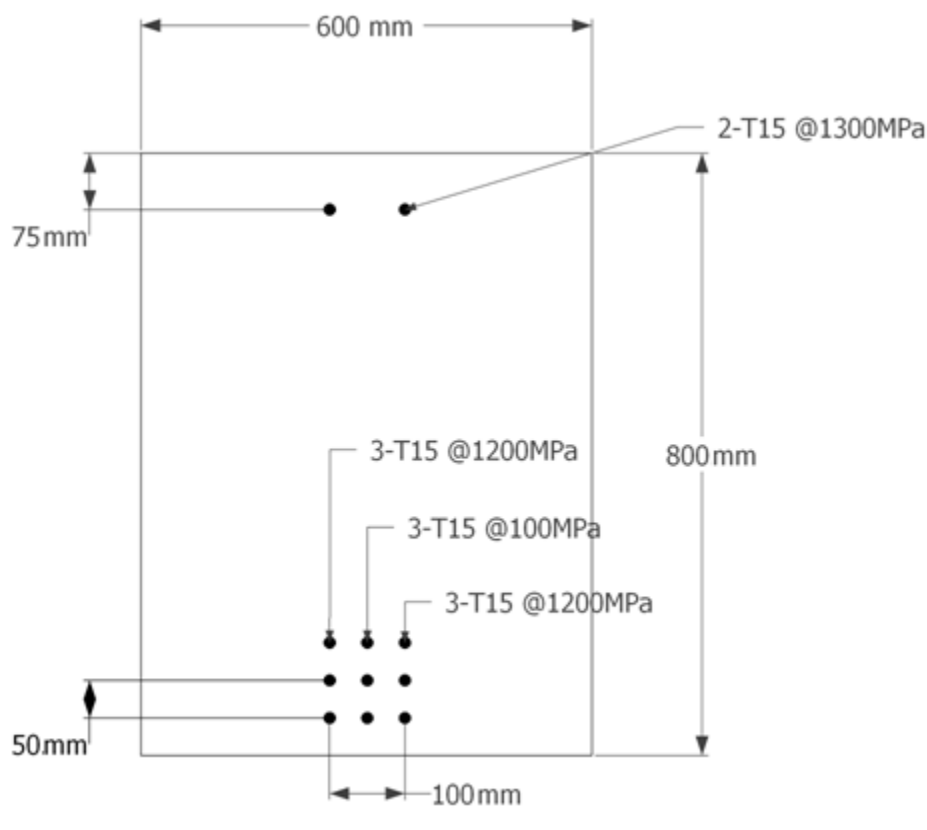


Figure 4-31 : Application de la précontrainte pour les poutres R06-1 à R08

Cette application de la précontrainte peu ordinaire a pour but d'offrir aux poutres testées à l'effort tranchant la même quantité de précontrainte que celle testée en flexion mais en leur offrant une meilleure résistance en flexion, afin de favoriser une rupture en cisaillement.

4.6.3 Montages

4.6.3.1 Essais en flexion

Pour les cinq essais en flexion les poutres sont supportées sur deux appuis simples et soumises à deux forces égales appliquées symétriquement par des vérins, tel que montré sur la Figure 4-32.

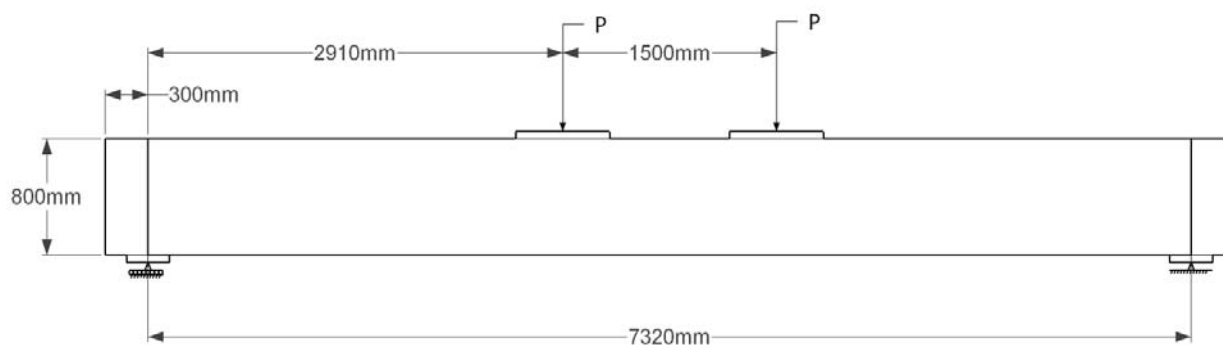


Figure 4-32 : Croquis du montage en flexion

La Figure 4-33 présente une photographie du montage

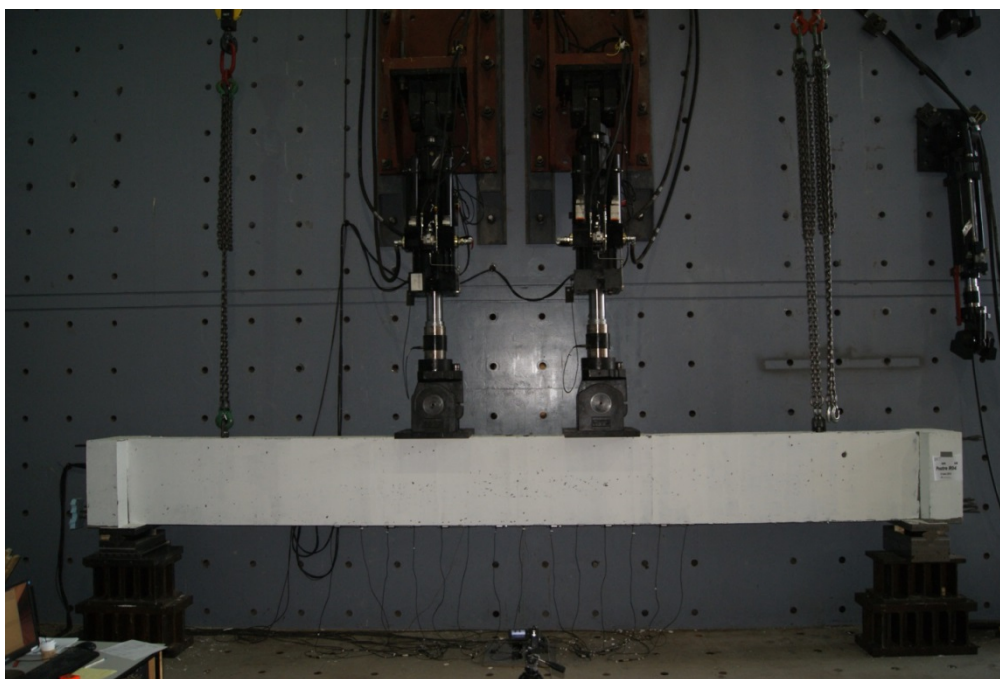


Figure 4-33: Photographie du montage en flexion

Notons que l'appui de gauche comporte des rouleaux, que le déplacement horizontal est empêché à l'appui droit et que les deux vérins sont rotulés afin de minimiser les contraintes.

4.6.3.2 Essais à l'effort tranchant

Trois montages différents ont été utilisés pour les essais à l'effort tranchant.

R06-2

La Figure 4-34 montre le croquis du montage pour la poutre R06-2. Le montage est asymétrique, un maximum de charge est placé à gauche pour augmenter l'amplitude de l'effort tranchant à gauche de la poutre et favoriser une rupture de cette nature.

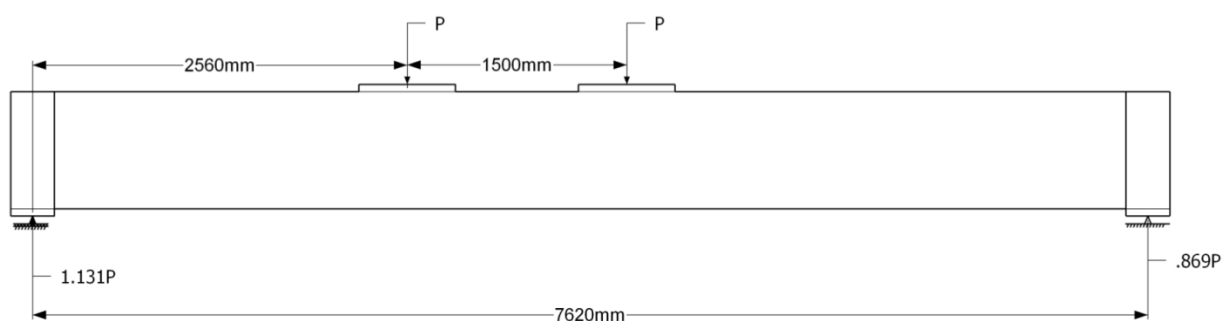


Figure 4-34 : Croquis du montage de la poutre R06-2

La Figure 4-35 présente une photographie du montage



Figure 4-35: Photographie du montage de la poutre R06-2

R06-1

La Figure 4-36 montre le croquis du montage pour la poutre R06-1. Les appuis ont été déplacés d'environ 500 mm vers la droite, sans changer la position des vérins. Cette modification a été rendue nécessaire suite au comportement de la poutre R06-2 pour lequel le mode de rupture obtenu n'était pas anticipé, comme il sera discuté plus loin.

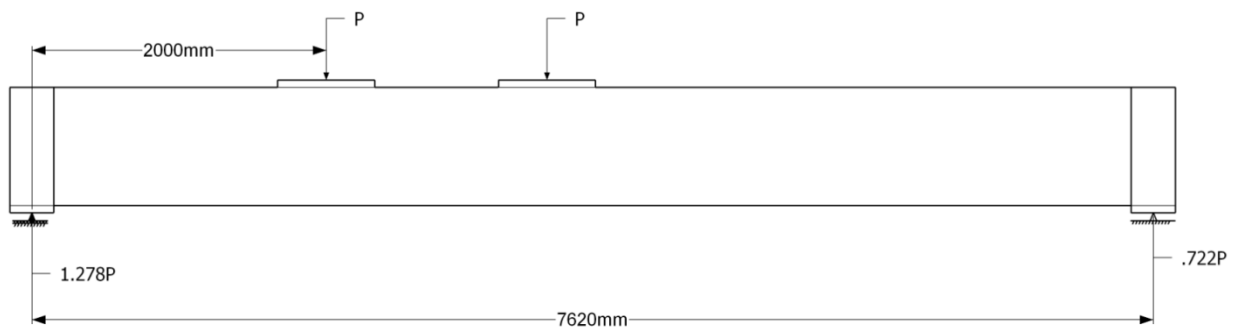


Figure 4-36 : Croquis du montage de la poutre R06-1

La Figure 4-37 présente une photographie du montage



Figure 4-37 : Photographie du montage de la poutre R06-1

R07 et R08

Les poutres R07 et R08 ont été testées dans les mêmes conditions, avec les appuis et les vérins dans la même configuration que pour la poutre R06-1. Cependant, la répartition des charges appliquées a été modifiée, le vérin de gauche appliquant une charge trois fois supérieure que celle du vérin de droite. Cette modification a été rendue nécessaire suite au comportement de la poutre R06-1, comme il sera discuté plus loin. La Figure 4-38 présente le montage en question et la Figure 4-39 une photographie du montage.

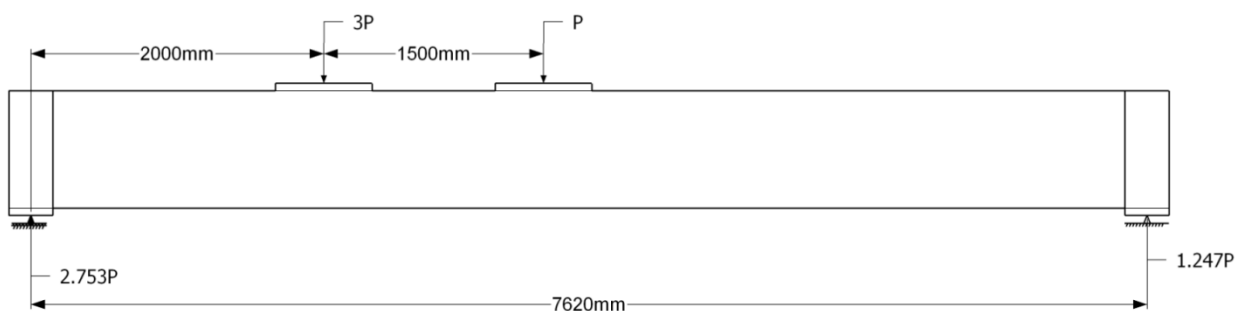


Figure 4-38 : Croquis du montage des poutres R07 et R08

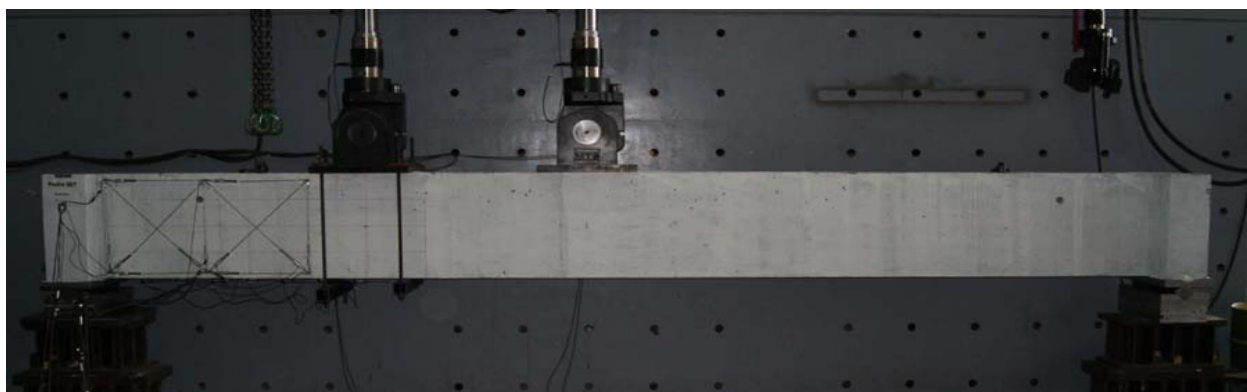


Figure 4-39: Photographie du montage de la poutre R07

4.6.4 Instrumentation

4.6.4.1 Essais en flexion

Des jauges de déformation ont été placées sur la face supérieure de la poutre, au milieu des deux vérins, afin de contrôler la déformation du béton dans la zone de compression et de détecter une éventuelle rupture du bloc de compression. La Figure 4-40 présente une des jauges installées.

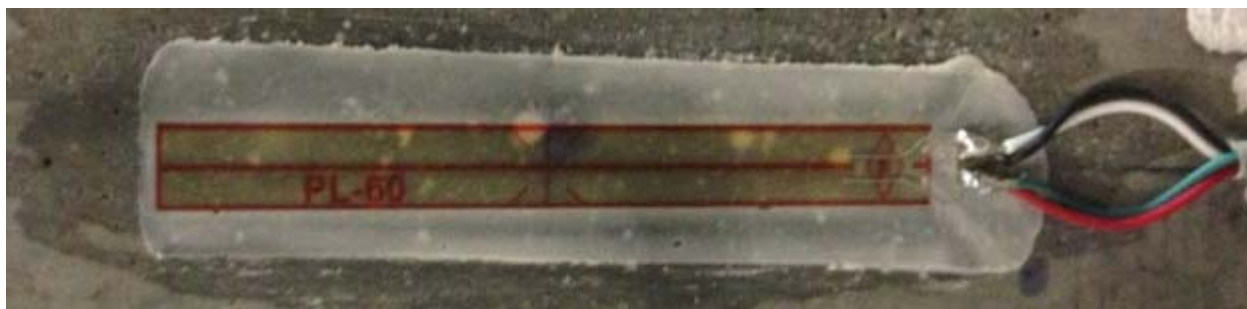


Figure 4-40 : Jauge de déformation appliquée sur le béton

De plus, des capteurs de déplacement linéaires, comme le montre la

Figure 4-41, ont été installés sous la poutre. Ils étaient au nombre de quinze et espacés de 250 mm et placés de façon symétrique par rapport au centre de la poutre. Ils ont permis la mesure des ouvertures de fissures.

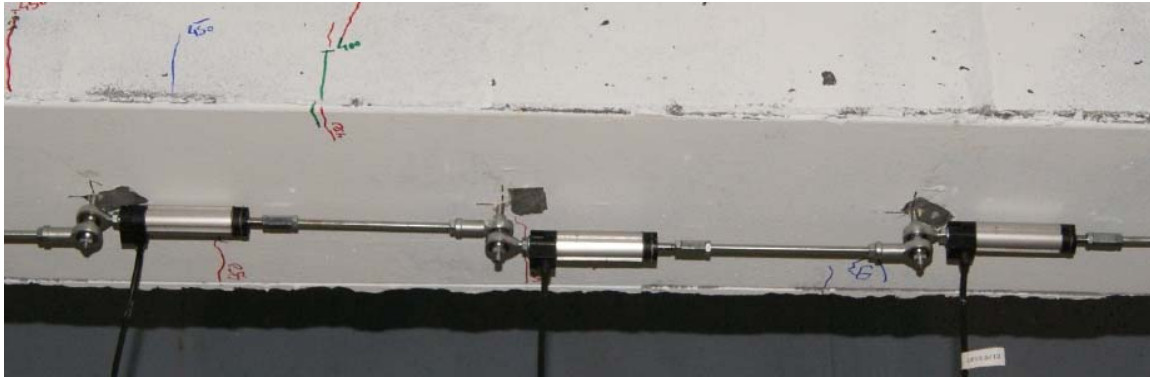


Figure 4-41 : Capteur de déplacement linéaire

Aussi, deux extensomètres à cordes ont été attachés sur les deux faces verticales de la poutre, à mi-portée, afin de mesurer la flèche au centre de celle-ci, comme le montre la Figure 4-42.



Figure 4-42 : Extensomètre à corde

4.6.4.2 Essais à l'effort tranchant

Aucune jauge de déformation n'a été placée sur la poutre pour les essais à l'effort tranchant car aucune rupture en flexion n'était attendue. Cependant, afin de mesurer l'ouverture des fissures de cisaillement, les capteurs de déplacements linéaires placés sous la poutre ne suffisaient pas. Ainsi, il a été décidé d'utiliser un système de onze LVDT placés, en deux croix

accollées de mêmes dimensions, sur la face avant de la poutre, là où la rupture est attendue compte tenu que cette zone abrite le cisaillement maximum (au sud de la poutre). Les Figure 4-43 et Figure 4-44 montrent cette installation.

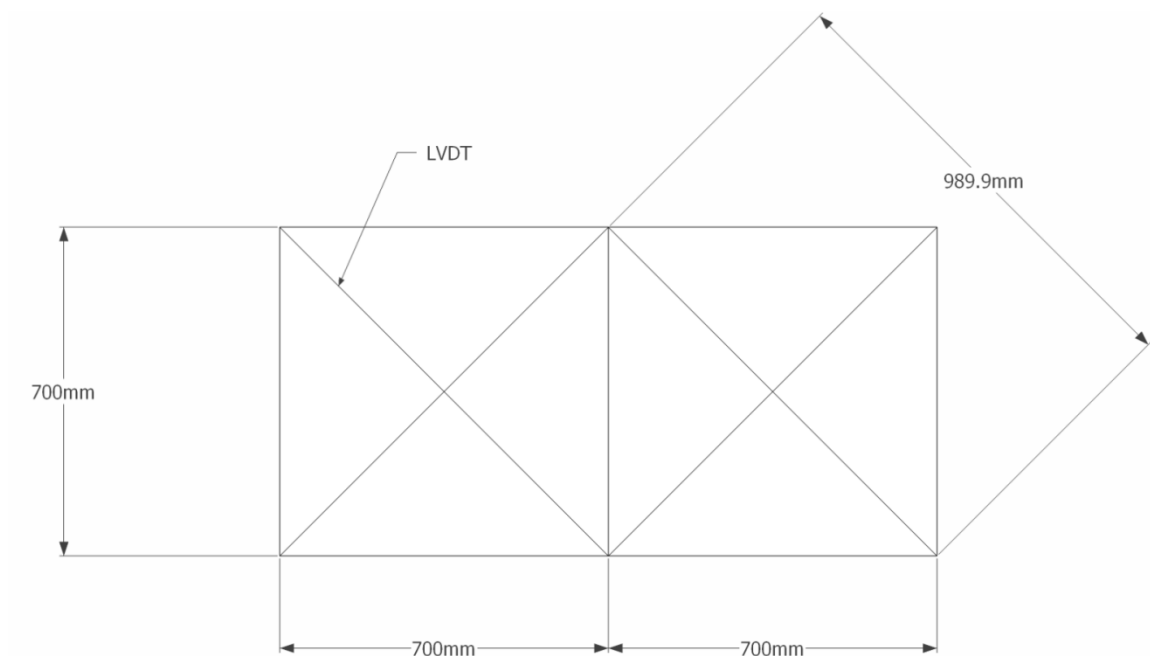


Figure 4-43 : Croquis du montage des LVDT

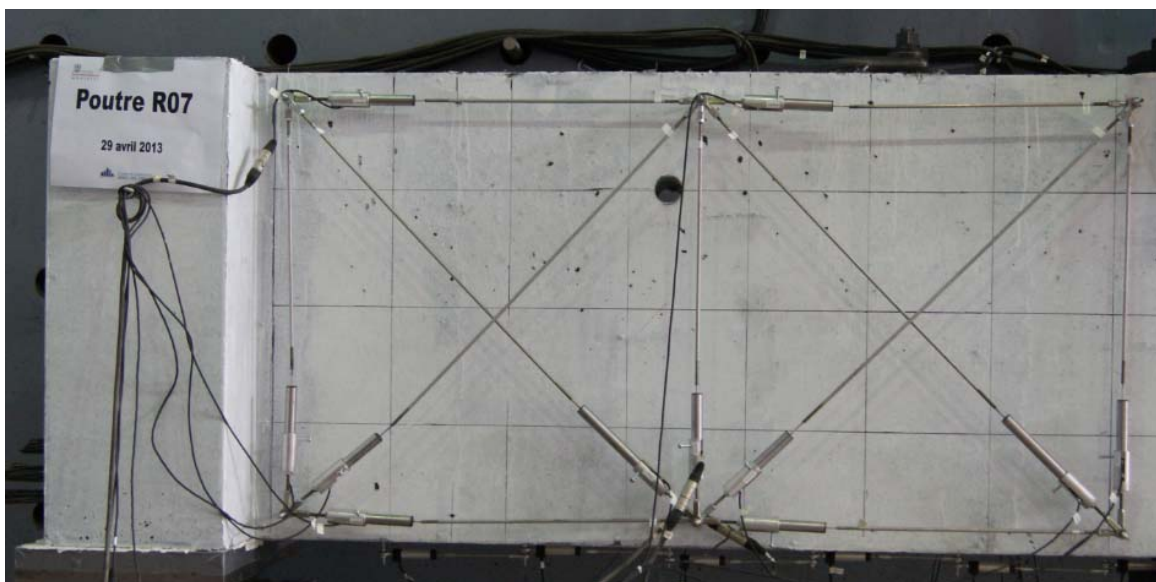


Figure 4-44 : Photographie du montage des LVDT en croix

Aussi, des capteurs de déplacements linéaires ont été placés sous la poutre du côté Sud, afin de contrôler l'ouverture des fissures (cf. Figure 4-45).



Figure 4-45 : Photographie des extensomètres linéaires

Enfin, quatre extensomètres à fil ont été placés, à raison d'un par vérin et par face, afin de mesurer la flèche.

4.6.5 Protocole de chargement

Le chargement s'est effectué en contrôle de déplacement du vérin Sud avec une vitesse de 0.02 mm/s. Le vérin Nord est lui contrôlé par un système d'asservissement maître-esclave, où le vérin Sud sert de maître. Ainsi, pour un déplacement donné sur le vérin Sud il en résulte une force P et le vérin Nord s'efforce de suivre cette force.

Notons que dans le cas des poutres R07 et R08, le vérin Nord délivrait une charge égale au tiers de celle du vérin Sud.

Des paliers d'une minute tous les 100 kN (pour la force totale) ont été observés afin de contrôler l'avancement de la fissuration. Lorsque celle-ci est déclenchée, des pauses plus longues ont été observées afin de mettre en évidence les fissures à l'aide de marqueurs pointes fines de

couleurs différentes. Les traits au marqueur ont été tracés juste à côté des fissures afin les laisser visibles.

CHAPITRE 5 RÉSULTATS DES ESSAIS

5.1 Essais de caractérisation

5.1.1 En compression

Le Tableau 5-1 présente les propriétés mécaniques mesurées lors des essais de compression sur la presse AMSLER. Ces essais ont été effectués le plus proche possible dans le temps des essais de poutres correspondant.

Tableau 5-1 : Propriétés des BRF

Paramètre	R01	R02	R03	R04	R05	R06-1	R06-2	R07	R08
f'_c (MPa)	84	86.1	86	92.5	98.7	80.7	79.6	80.6	68.1
E_c (GPa)	36.9	37.8	39.3	39.1	38.1	39.0	34.5	37.2	32.8
ν	0.265	0.245	0.275	0.241	0.201	0.231	0.209	0.212	0.219

5.1.2 En traction

5.1.2.1 Prismes RILEM

Chaque essai de prisme RILEM a donné une courbe Charge vs Flèche. Les essais doivent être filtrés afin d'exclure les prismes qui ont multi-fissurés (cf. Figure 5-1) car ils ne sont pas pris en compte dans le modèle de calcul (de Montaignac, 2011). Seuls treize des vingt et un prismes ont donné des résultats exploitables. La Figure 5-2 présente un prisme ayant fissuré correctement car une seule fissure s'est développée.



Figure 5-1 : Photographie d'un prisme ayant multi-fissuré



Figure 5-2 : Photographie d'un spécimen ayant fissuré correctement

Le traitement des résultats se fait en cinq étapes qui consistent à obtenir une moyenne normalisée de toutes les courbes valides (Tordjman, 2012). À la première étape, les résultats de chacun des essais sont traités afin d'éliminer les parties parasites des courbes Charge - Flèche. Cette tâche est facilitée par l'utilisation du logiciel développé par Conciatori (2012). À la seconde étape la valeur moyenne de charge maximale des essais et la valeur moyenne des flèches correspondantes sont déterminées. La troisième étape consiste à normaliser la flèche et la charge de chaque prisme par rapport à la charge maximale moyenne et la flèche moyenne au pic. Cela permet d'obtenir les facteurs de normalisation pour la flèche et pour la charge pour chacun des spécimens. La quatrième étape consiste à calculer la charge moyenne des courbes Charges vs Flèche normalisées puis, à la dernière étape, à multiplier la moyenne par la charge maximale moyenne et la flèche maximale moyenne.

La Figure 5-3 présente les courbes charge vs flèche combinaison normalisée effectuée pour les treize prismes, la courbe rouge représente la combinaison normalisée.

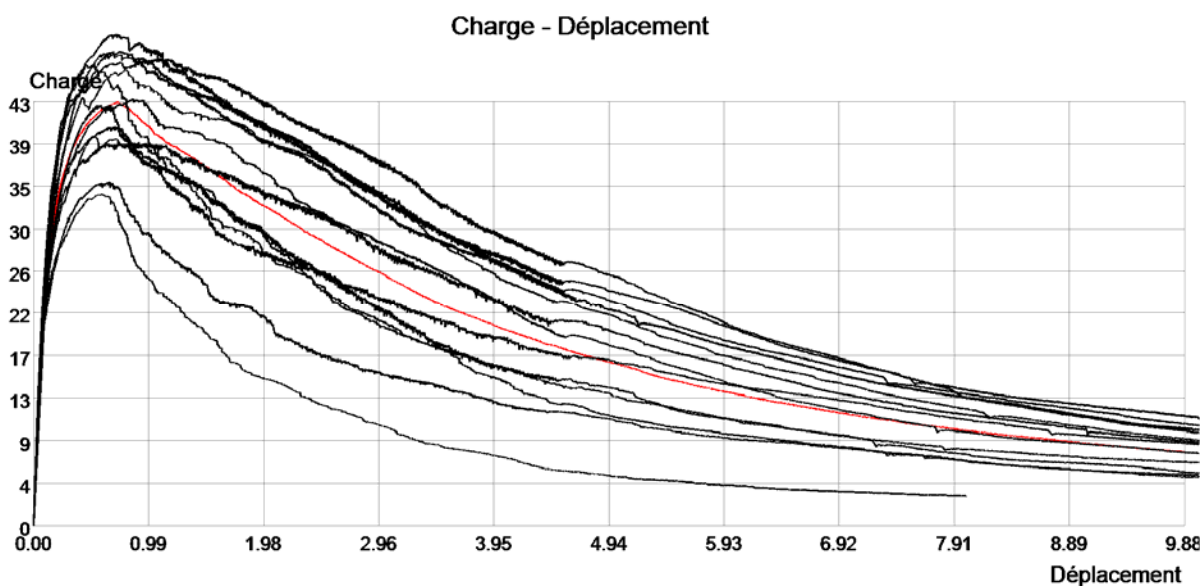


Figure 5-3 : Charge vs flèche– prismes RILEM

Et la Figure 5-4 présente la courbe charge-flèche de la combinaison normalisée.

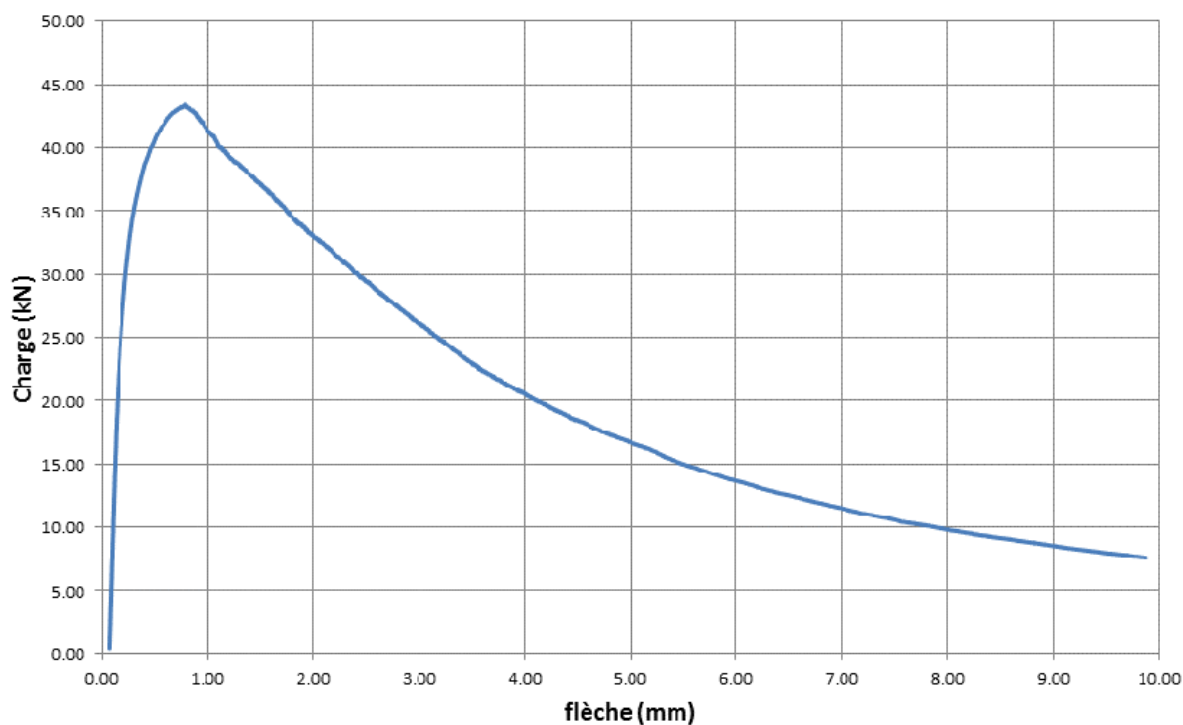


Figure 5-4 : Charge vs flèche de la combinaison normalisée – prismes RILEM

Une fois la courbe moyenne normalisée obtenue, il ne reste plus qu'à effectuer le calcul inverse sur cette courbe afin de déterminer la propriété en traction directe du BRF. En utilisant le logiciel de calcul inverse développé par Nour (2012), cela s'effectue en deux analyses.

La première analyse permet d'obtenir la courbe non lissée montrée sur la Figure 5-5.

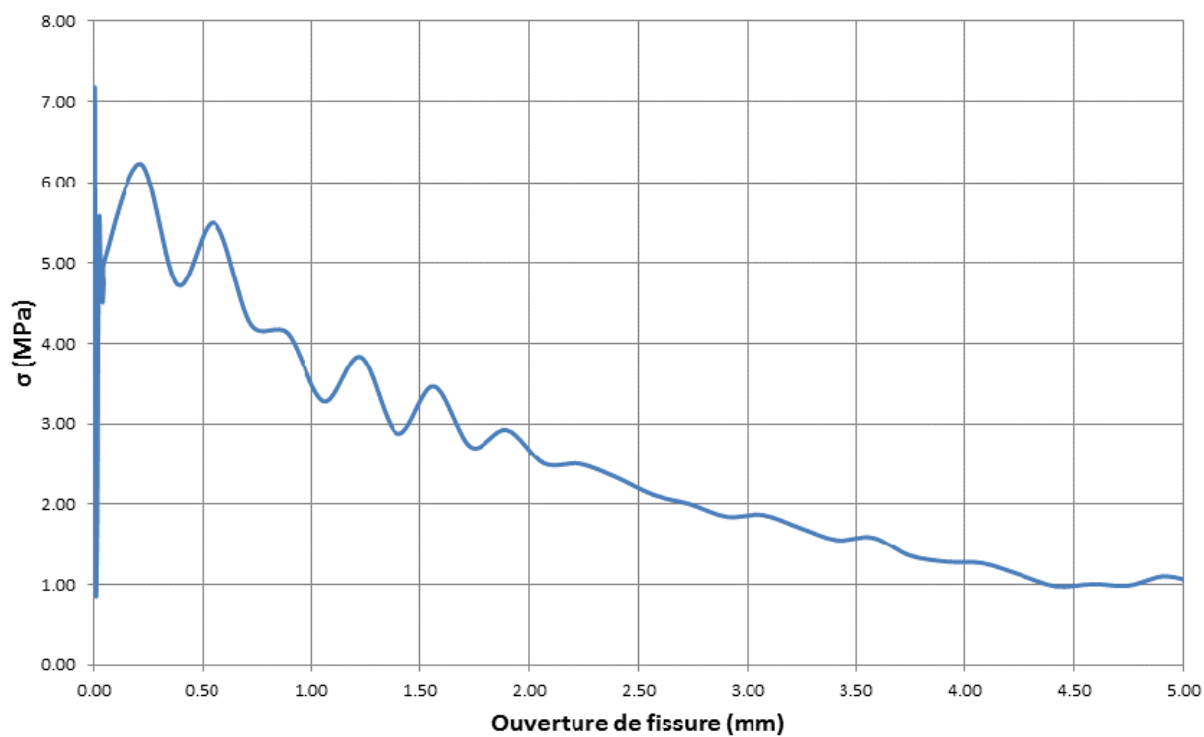


Figure 5-5 : Contrainte vs Ouverture de fissures avant lissage - RILEM

Une seconde analyse avec le logiciel permet un lissage de cette courbe, tel que montré sur la Figure 5-6

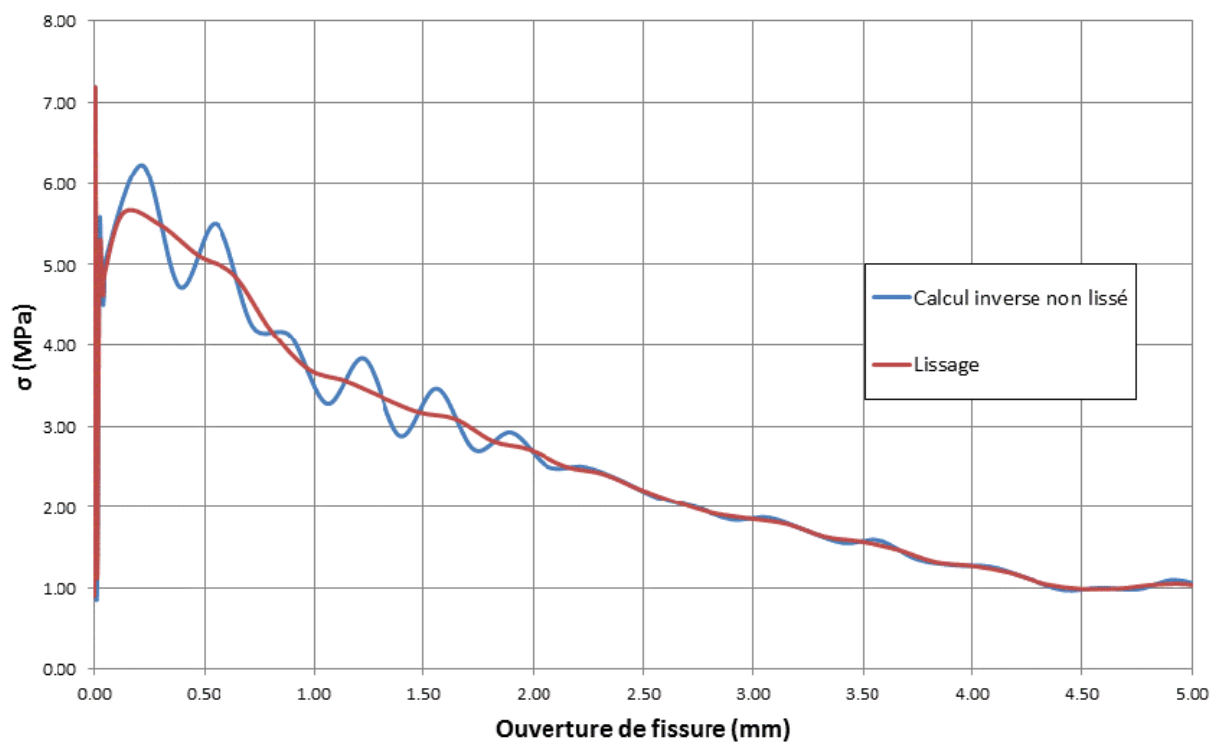


Figure 5-6 : Contrainte vs Ouverture de fissures – après lissage

5.1.2.2 Dalles circulaires ASTM

Pour les dalles, on obtient aussi pour chacune d'entre elles une courbe Charge vs Flèche et il faut aussi exclure certains résultats. En effet, le modèle décrit dans la norme ASTM (2008) prévoit l'apparition de trois fissures. Ainsi quand seulement deux fissures surviennent, il faut exclure le résultat. La Figure 5-7 présente une des dalles ayant rompu avec deux fissures alors que la Figure 5-8 présente une dalle ayant rompu correctement.



Figure 5-7 : Photographie d'une dalle s'étant brisée en deux fissures



Figure 5-8 : Photographie d'une dalle ayant brisé en trois fissures

Un total de neuf dalles sur les vingt a présenté une fissuration exploitable. Il a été nécessaire de mesurer les angles γ (Figure 5-9) séparant les appuis et les fissures.

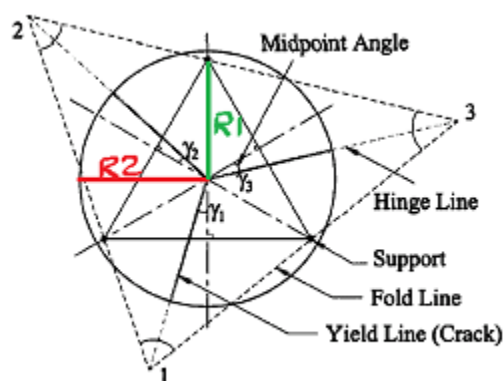


Figure 5-9 : Schéma expliquant comment mesurer les angles pour la dalle circulaire (de Montaignac, 2011)

Par calcul inverse, en utilisant la méthode de Nour et al. (2012), on obtient la courbe contrainte-ouverture de fissure pour chacune des dalles. Trois dalles sont fabriquées par coulées afin d'obtenir une dispersion statistique suffisante

Seule 9 dalles sur les 21 sont exploitables, il a été ainsi décidé d'effectuer une combinaison normalisée (présentée en Figure 5-10 et Figure 5-11) des résultats et effectuer le calcul inverse sur celui-ci.

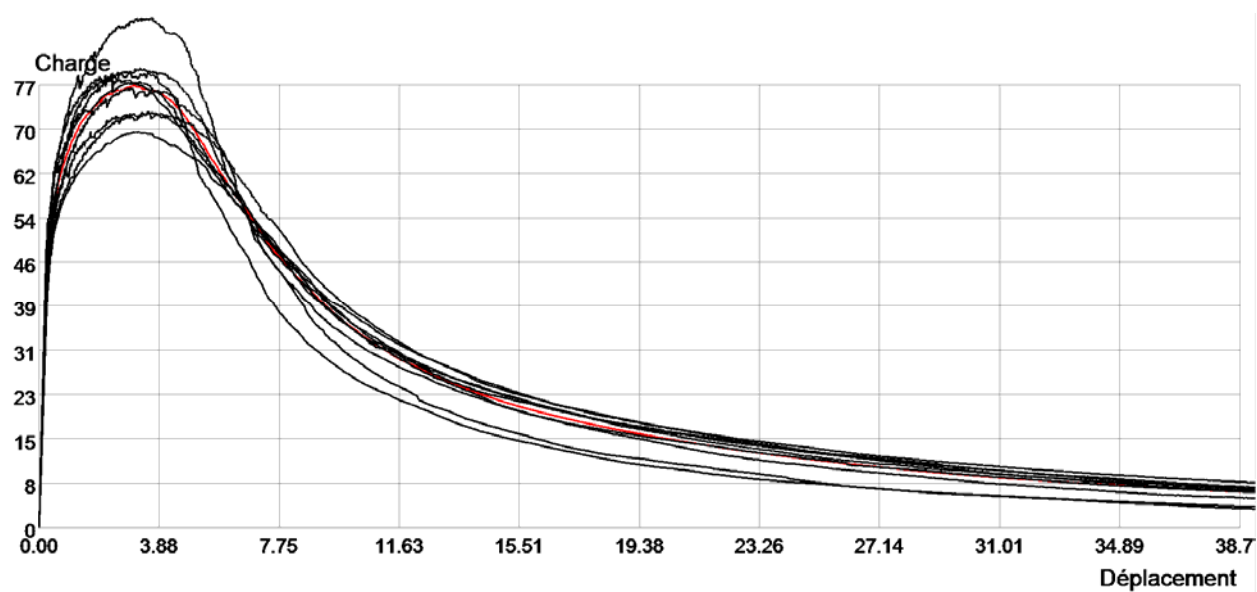


Figure 5-10 : Charge vs flèche – dalles circulaires

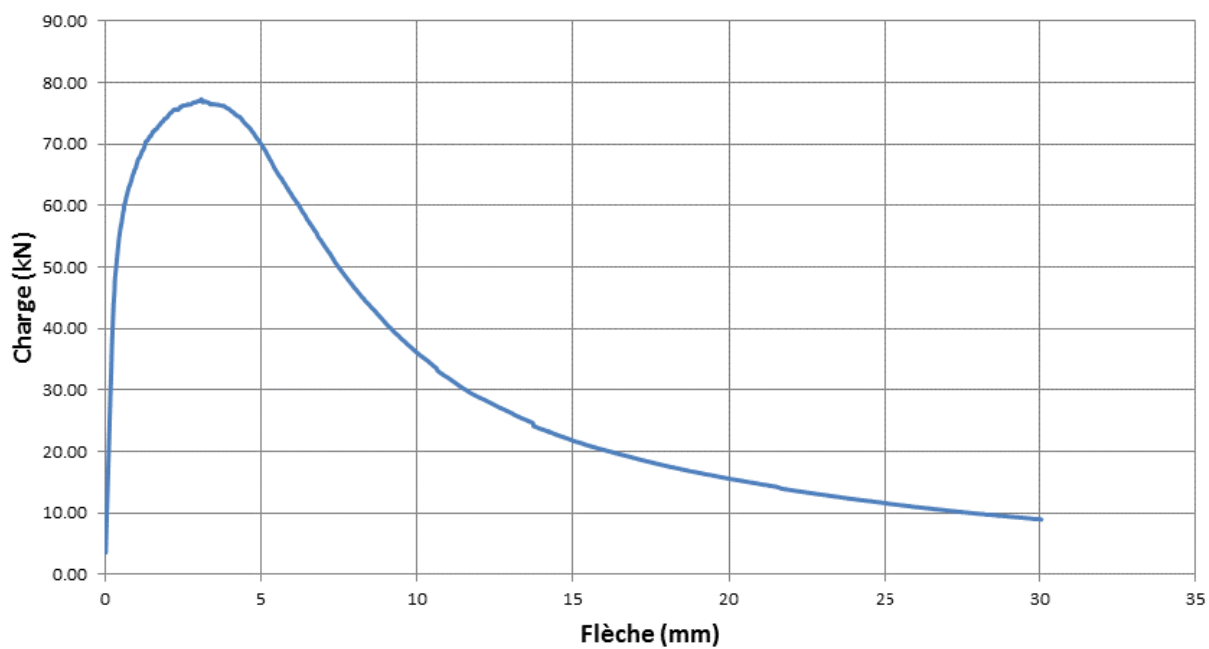


Figure 5-11 : Charge vs flèche de la combinaison normalisée – dalles circulaires

Les résultats normalisés sont obtenus selon la même procédure que pour les primes RILEM. Le calcul inverse de la combinaison normalisée de toutes les dalles valables avant le lissage est présenté sur la Figure 5-12.

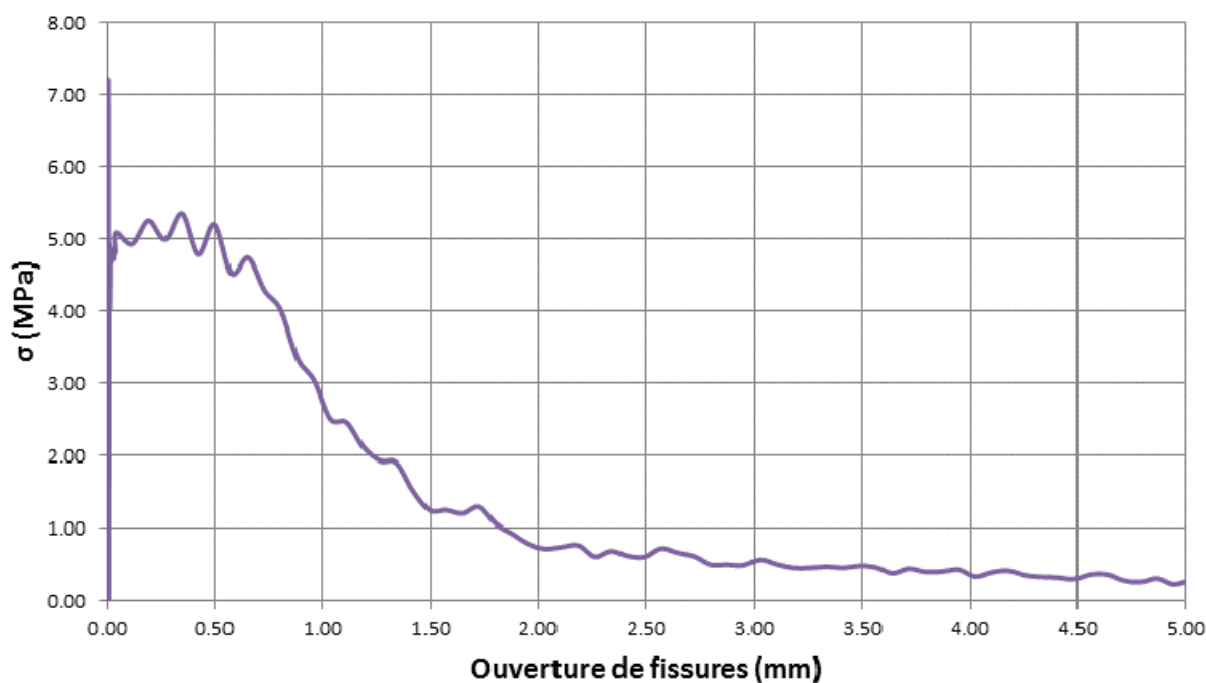


Figure 5-12: Contrainte vs Ouverture de fissures avant lissage – Dalles circulaires

Ensuite, nous effectuons un lissage de cette courbe grâce au logiciel développé par Nour et al. (2012), tel que montré sur la Figure 5-13.

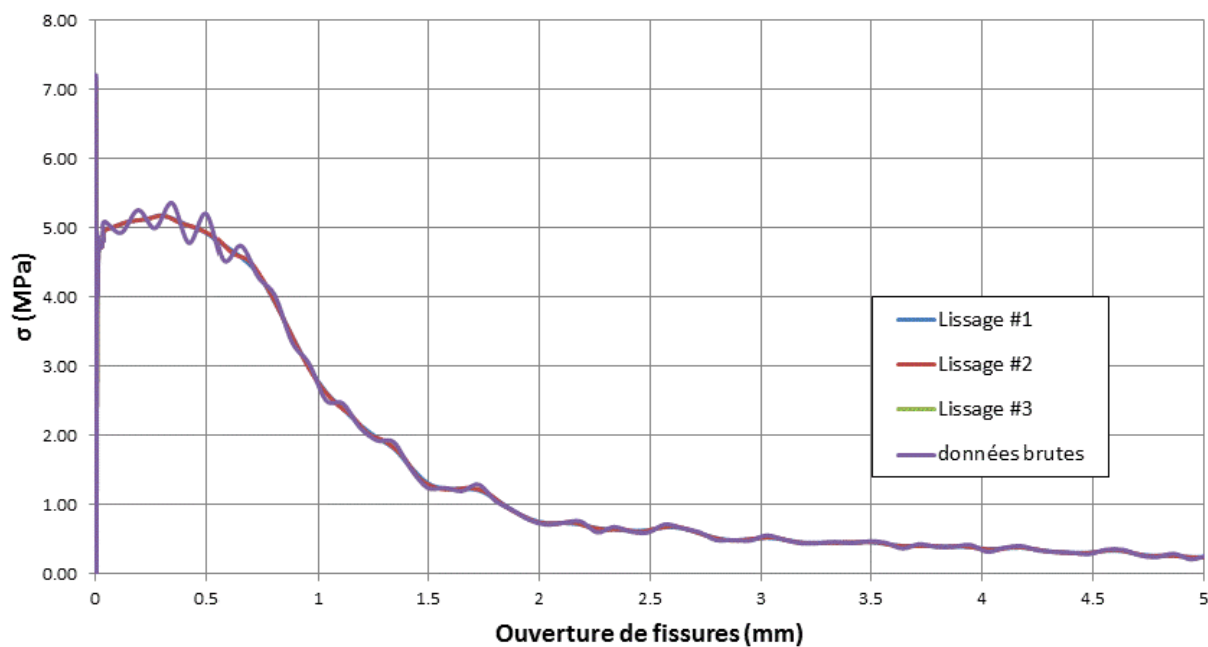


Figure 5-13 : Contrainte vs Ouverture de fissures après lissage – dalles circulaires

5.1.2.3 Essai de fendage

Un essai de fendage a été effectué afin de déterminer la résistance en traction du béton de la poutre R08. La résistance obtenue est de 4.52 MPa.

La Figure 5-14 nous montre qu'environ 90% des gros granulats sont fracturés ce qui est un signe de la bonne résistance en traction de la matrice cimentaire testée.



Figure 5-14 : Cylindre 6 pouces après l'essai brésilien - R08

5.1.3 Conclusion sur le comportement du béton

Le Tableau 5-2 un récapitulatif des résultats de résistance en traction des différentes coulées. Certaines données non pas pu être obtenues et sont marquées d'un signe -.

Tableau 5-2 : Caractéristique en traction de la matrice (MPa)

Gâchée	Source	R01	R02	R03	R04	R05	R06-1	R06-2	R07	R08
$f'_t = 0.4\sqrt{f'_c}$	Compression	3.67	3.71	3.71	3.85	3.97	3.59	3.57	3.59	3.30
$f'_t = \sigma_t (w=0)$	RILEM	3.18	3.36	5.37	4.22	5.73	-	-	5.64	-
$f'_t = \sigma_t (w=0.005)$	RILEM	5.61	7.5	8.36	7	6.5	-	-	7.06	-
$f'_t = \sigma_t (w=0)$	Dalles	5.82	6.74	-	6.94	5.87	-	-	7.17	4.52
$f'_t = \sigma_t (w=0.005)$	Dalles	3.94	4.18	-	4.27	4.07	-	-	4.38	-
$f'_t = \sigma_t (choix)$	-	3.94	4.18	5.37	4.27	4.07	-	-	4.38	4.52

Il a été décidé d'utiliser les résultats provenant des dalles circulaires à la place des résultats des prismes RILEM car les dalles ont donné des résultats plus réalistes. Le Tableau 5-3 et le Figure 5-15 présentent le bilan du calcul inverse, où C.N signifie combinaison normalisée.

Tableau 5-3 : Résistance en traction des BRF – Dalles circulaires

Gâchée	R01	R02	R03	R04	R05	R06-1	R06-2	R07	C.N.
	Valeurs moyennes (MPa)								
f'_t	3.94	4.18	-	4.27	4.07	-	-	4.38	4.2
$\sigma_{0.02}$	4.82	4.28	-	4.55	4.39	-	-	3.71	5
$\sigma_{0.1}$	4.66	4.67	-	4.86	4.52	-	-	4.12	4.5
$\sigma_{0.3}$	4.75	4.72	-	4.82	4.48	-	-	4.34	4.5
$\sigma_{1.0}$	2.1	3.11	-	3.68	1.74	-	-	3.22	2.9
$\sigma_{2.0}$	1.39	1.23	-	0.86	0.32	-	-	0.85	0.78

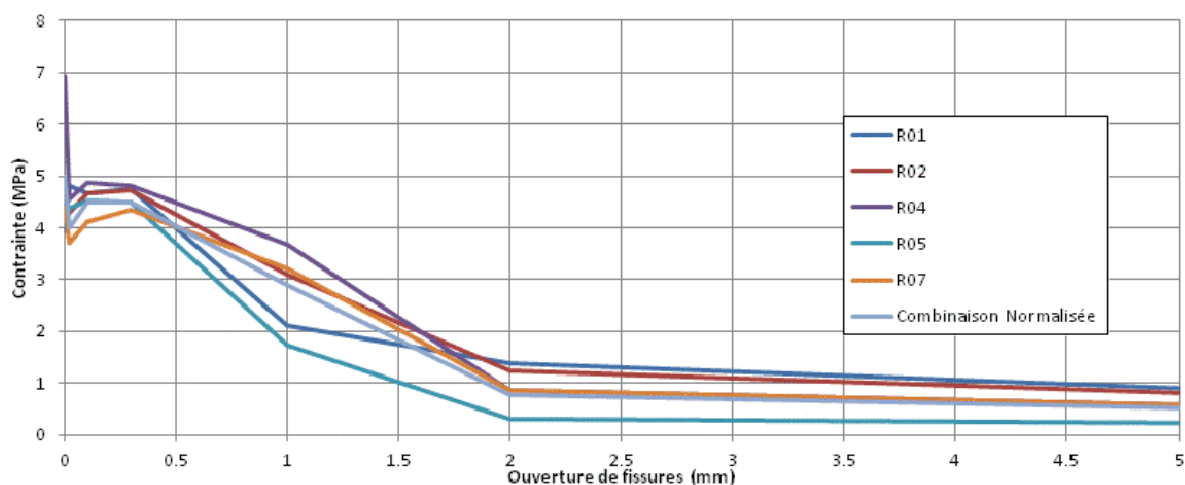


Figure 5-15 : Traction vs Ouverture de fissures – Dalles circulaires

Étant donné que la majorité des coulées n'ont pas trois dalles valides pour le calcul inverse, ce qui n'offre pas une dispersion suffisante, et que certaines n'en ont même pas une, il a été décidé d'utiliser uniquement la courbe de combinaison normalisée dans les calculs numériques, car elle est le fruit de toutes les dalles circulaires valides.

Aussi, il est important de noter que 11 dalles circulaires sur 21 ont mal fissuré, sachant que le protocole expérimental a été bien observé et que la matrice cimentaire présentée ici est très performante comparée à ce qui a été testé précédemment à l'EPM (de Montaignac, 2011; Tordjman, 2012). On peut penser que ce type d'essai n'est pas adapté à des bétons aussi performants qui ont tendance à multi-fissurer, or en cas de multi-fissuration le calcul inverse n'est pas réalisable et donc l'essai est à rejeter.

Il faudrait donc développer un essai capable de créer des fissures franches dans une matrice de cette résistance tout en offrant des résultats de qualités en termes de calcul inverse.

5.1.4 Perte de précontrainte

Le Tableau 5-4 présente le récapitulatif des mesures sur les points DEMEC, ainsi que les mesures prises par les jauges posées sur le béton des poutres R01 à R05. Les mesures prises par les jauges en bas de la poutre R01 ne sont pas affichées car des fissures les ont traversées assez vite.

Tableau 5-4: Récapitulatif des mesures de déformations

Poutres	R01	R02	R03	R04	R05	R06-1	R06-2	R07	R08
Déformations lors de la mise en tension, en haut ($\mu\epsilon$)	-103	-123	-134	-120	-148	-131	-213	-239	-195
Déformations lors de la mise en tension, en bas ($\mu\epsilon$)	-458	-478	-474	-382	-395	-388	-497	-498	-298
Déformations en haut – jour de l’essai ($\mu\epsilon$)	-	-	-	-	-352	-309	-489	-401	-436
Perte de précontrainte en haut – jour de l’essai (MPa)	-	-	-	-	-70	-62	-98	-80	-87
Déformations en bas – jour de l’essai ($\mu\epsilon$)	-	-	-	-	-673	-692	-704	-687	-649
Perte de précontrainte en bas – jour de l’essai (MPa)	-	-	-	-	-135	-138	-141	-137	-130
Déformations avant l’essai en haut ($\mu\epsilon$)	-2833	-3157	-2759	-3501	-3209	-	-	-	-

Ceci permet d’estimer la perte de précontrainte à valeur moyenne de 79 MPa pour le lit de torons situés dans la partie supérieure et à 136 MPa dans la partie inférieure.

5.2 Résultats expérimentaux sur les poutres

5.2.1 Essais en flexion

La Figure 5-16 présente l'ensemble des courbes charge vs flèche pour les poutres testées en flexion. Les essais ont été arrêtés lorsque les poutres rompaient. On remarque qu'en phase élastique les poutres réagissent de la même façon, aussi, à part la poutre R03 qui comporte de l'acier conventionnel en plus de torons, les poutres R01-R04 et R02-R05 ont des comportements similaires.

Il est à noter que les poutres R04 et R05 ont subi un chargement cyclique avant d'être chargées à l'ultime. Les cycles sont les mêmes pour les deux poutres : 10 cycles de chargement-déchargement de 100 kN à 450 kN, en charge totale. Le choix de 100 et 400 kN, provient des charges de fissurations des poutres R01 et R02 (environ 400 kN environ). Le but de ces cycles est d'obtenir des informations sur la stabilité des fissures pour des considérations de durabilité. Néanmoins ces dix cycles ne remplacent en rien des essais de fatigue qui nécessitent un protocole différent mais ils permettent d'obtenir des informations sur la progression des fissures.

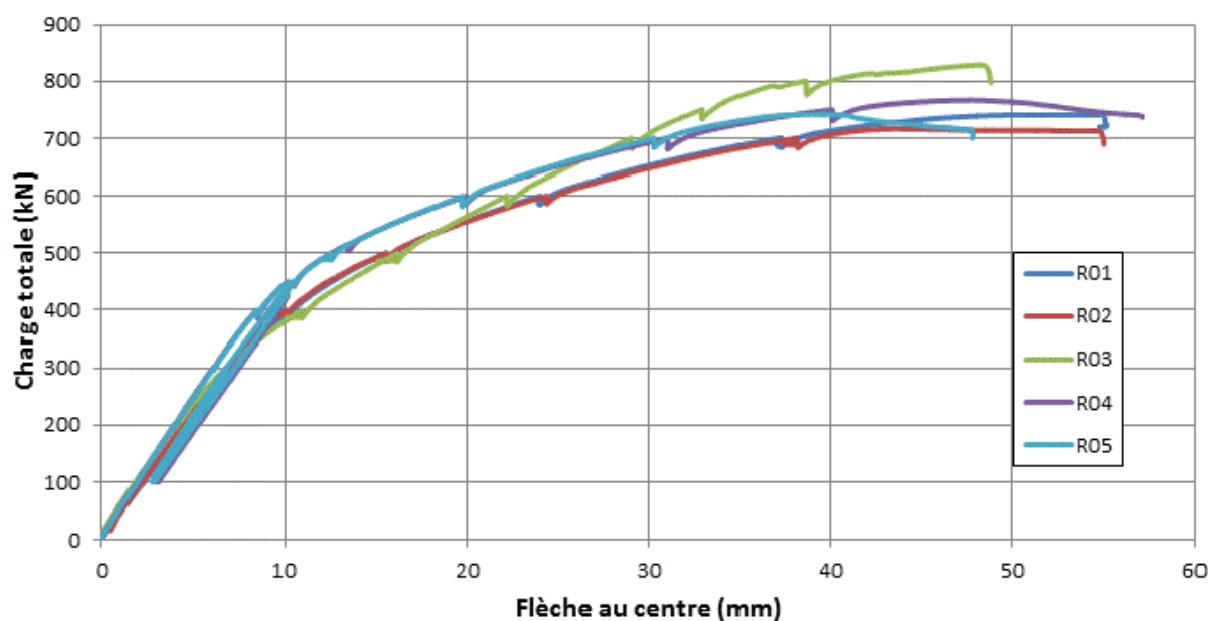


Figure 5-16 : Résultats Charge - flèche pour les poutres en flexion

La Figure 5-17 présente la phase linéaire des différents spécimens, pour plus de clarté, les courbe R04 et R05 ne comportent pas les cycles et sont donc tronquées pour une charge totale de 400 kN

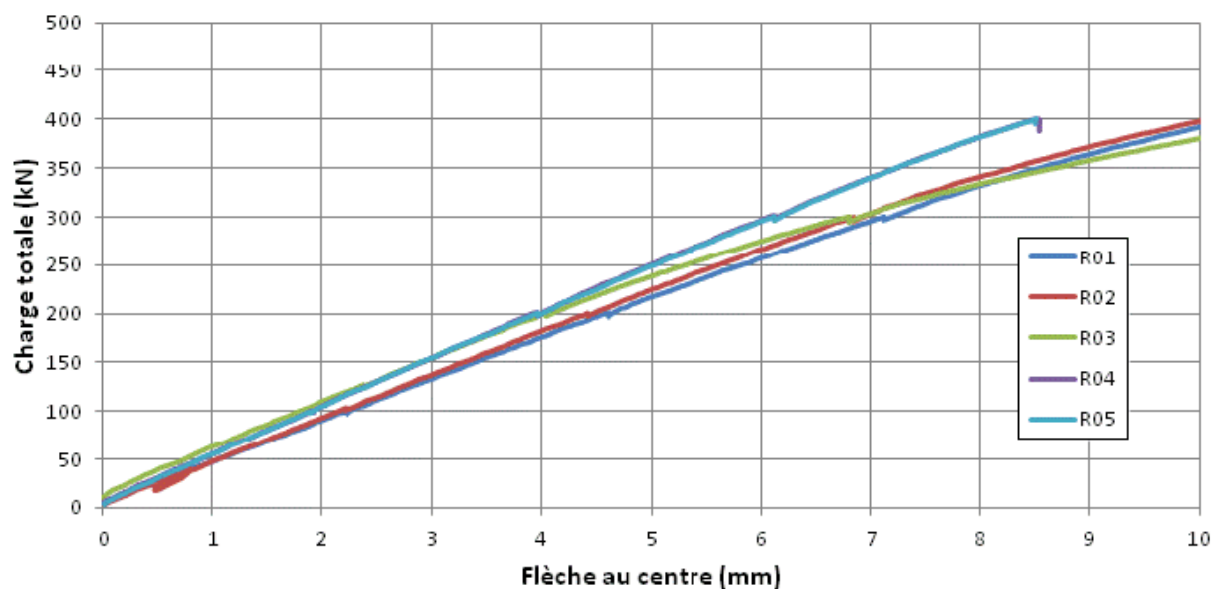


Figure 5-17: Charge -flèche - Phase linéaire

Le Tableau 5-5 présente un sommaire du comportement des poutres en flexion lors des essais. Dans ce tableau, l'espacement des fissures correspond à l'espacement moyen des fissures sur un mètre, centré, au niveau de la fibre inférieure.

Tableau 5-5 : Sommaire des résultats des essais de flexion

Paramètre	Résultats				
Poutre	R01	R02	R03	R04	R05
Charge totale (kN)	737.7	716.6	828.6	766.9	741.9
Flèche au pic (mm)	51.6	43.6	48.2	47.8	38.9
Moment maximal (kN.m)	1073	1043	1206	1116	1080
Effort tranchant maximal (kN)	368.9	358.3	414.3	383.5	371.0
No. de fissures $w > 0.2\text{mm}$	14	14	14	14	14
No. de fissures $w > 1\text{mm}$	10	6	6	9	4
No. de fissures $w > 2\text{mm}$	1	1	1	2	1
Espacement des fissures (mm)	± 70	± 85	± 65	± 85	± 80
Mode de rupture	Flexion	Flexion	Cisaillement/ Flexion	Flexion	Flexion

On peut remarquer que les poutres R01, R02, R04 et R05 ont des comportements similaires : fissuration, ductilité, résistance et mode de rupture. Par contre, la poutre R03 possède des fissures plus fines et plus diffuses ce qui lui a permis de mieux résister en flexion et de finalement casser à l'effort tranchant. Aussi, il est à noter que toutes les poutres ont été coulées depuis le côté gauche ce qui implique les fibres sont probablement inclinées horizontalement du côté droit du spécimen ce qui amène une plus faible résistance à l'effort tranchant. Néanmoins, des carottages des

spécimens seraient nécessaires pour en savoir plus sur l'orientation des fibres aux différents niveaux de la poutre.

Les courbes charge-ouverture de fissures pour chacune des poutres sont données en annexe 1 et les Figure 5-18 à Figure 5-23 présentent des photographies du relevé des fissures sur les poutres testées en flexion.

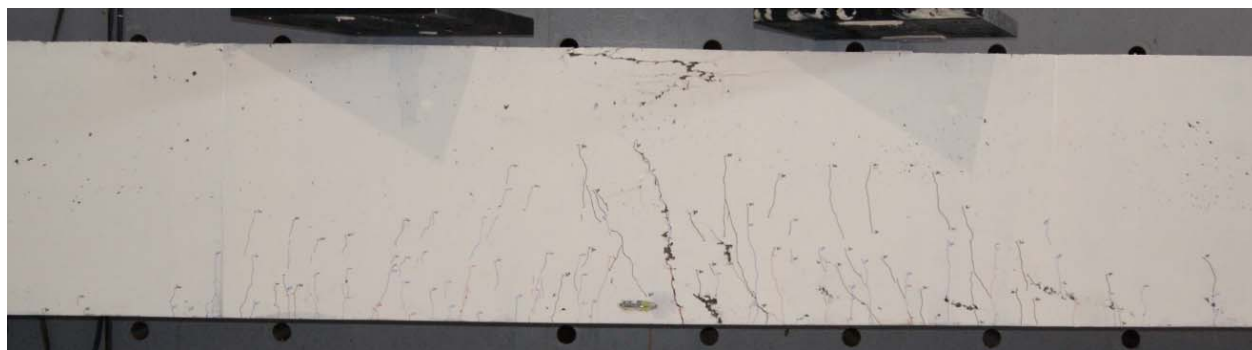


Figure 5-18 : R01 - Vue d'ensemble du relevé de fissures



Figure 5-19 : R02 - Vue d'ensemble du relevé de fissures



Figure 5-20 : R03 - Vue d'ensemble du relevé des fissures avant la rupture



Figure 5-21 : R03 - Fissure principale de cisaillement

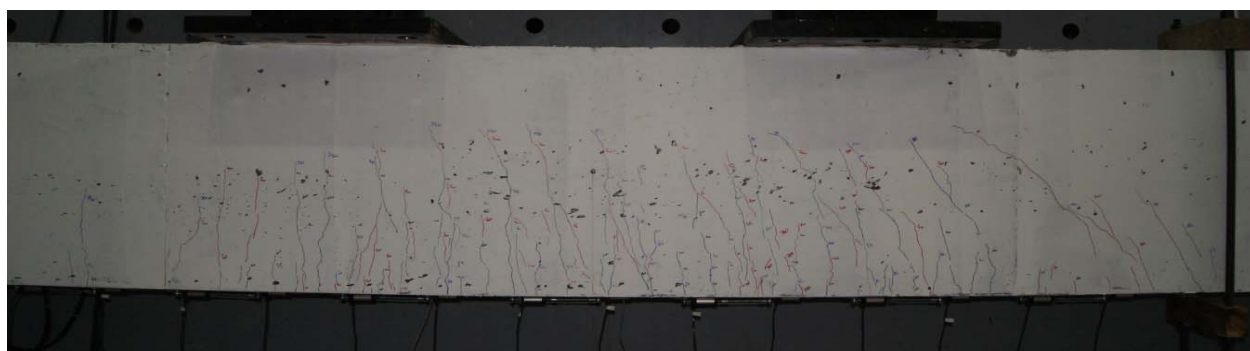


Figure 5-22 : R04 - Vue d'ensemble du relevé des fissures



Figure 5-23 : R05 - Vue d'ensemble du relevé des fissures

5.2.2 Essais à l'effort tranchant

Étant donné que les essais des poutres en cisaillement diffèrent de montage et de taux de chargements (à l'exception des poutres R07 et R08), on ne peut pas superposer les courbes charge vs flèche sur un même graphique comme cela a été fait pour les poutres en flexion. Ainsi, il a été décidé de présenter les résultats poutre par poutre.

D'autre part, le but de cette phase d'essai étant de déterminer la résistance à l'effort tranchant des poutres en fonction de la présence ou non d'étriers et de connaître la résistance à l'effort tranchant de poutre en BRF précontrainte, il a été décidé de présenter des courbes effort tranchant-flèche. La flèche considérée étant celle mesurée sous le vérin Sud (celui à gauche sur les croquis) par des extensomètres à fil.

5.2.2.1 R06-2

Une rupture en cisaillement du côté Sud (gauche) était attendue, raison pour laquelle le relevé des fissures s'est effectué de ce côté grâce aux LVDT en croix. Toutefois la rupture s'est produite en cisaillement/flexion.

Ainsi le relevé au feutre des fissures lors de l'essai n'a pas eu lieu et il n'y a pas de photographie montrant les fissures qui soit exploitable ici, mais seulement une photographie après la rupture, cf. Figure 5-24.



Figure 5-24 : Relevé des fissures de la poutre R06-2

La rupture de la poutre R06-2 est due une combinaison de flexion et de cisaillement. L'effort tranchant correspondant à la rupture du côté droit est égal à 373 kN alors que l'effort tranchant correspondant du côté gauche est de 486 kN.

La Figure 5-25 présente l'effort tranchant à droite et à gauche en fonction de la flèche sud (sous le vérin gauche)

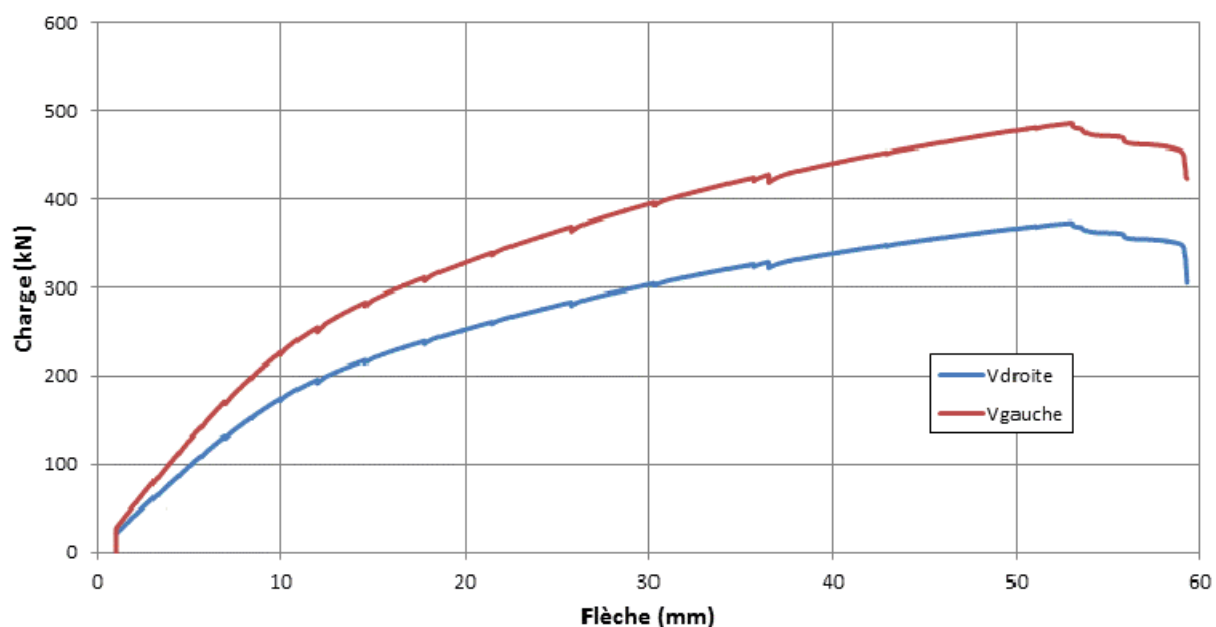


Figure 5-25 : R06-2 Effort tranchant en fonction de la flèche Sud

On peut penser que cette rupture en flexion/cisaillement est due à la combinaison d'un moment important (955kN.m) et d'un cisaillement de 373kN. Des analyses plus détaillées des résultats sont présentées dans le paragraphe 5.3.2.

5.2.2.2 R06-1

Une rupture en cisaillement du côté Sud (gauche) était attendue. C'est pour cela que le relevé des fissures c'est effectué de ce côté, cf. Figure 5-26.



Figure 5-26 : Relevé des fissures de la poutre R06-1

Cependant c'est une fissure de cisaillement du côté Nord qui est apparu et a provoqué la rupture, comme le montre la Figure 5-27.



Figure 5-27 : Photographie de la rupture en cisaillement de la R06-1

La Figure 5-28 présente l'effort tranchant subit à gauche et à droite par la poutre R06-1, d'où on en déduit que la résistance à l'effort tranchant de la poutre est de 343 kN dans la partie élancée et supérieure à 607 kN pour la partie courte.

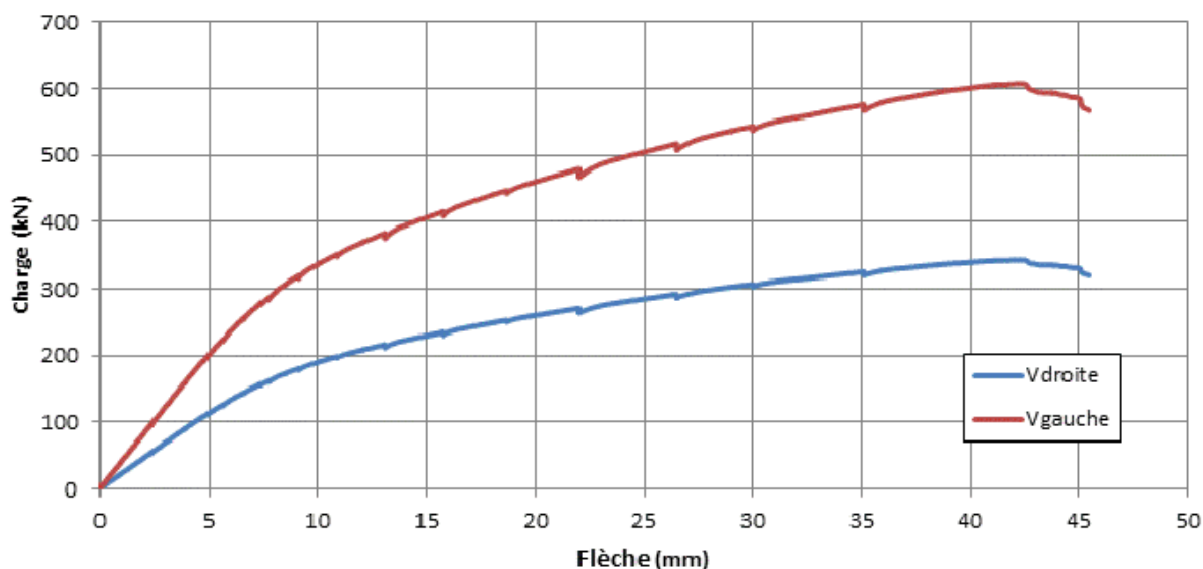


Figure 5-28 : R06-1 Effort tranchant en fonction de la flèche Sud

On peut penser que cette rupture provient du fait que la partie droite de la poutre possède une plus faible résistance en cisaillement (comme la poutre R03) car le béton a été coulé du côté gauche de la poutre. Ici encore des carottages seraient nécessaires afin de confirmer cette hypothèse.

5.2.2.3 R07

Une rupture en cisaillement s'est produite du côté Sud (gauche) tel qu'attendu. Le relevé des fissures est montré sur la Figure 5-29 alors qu'une photographie de la fissure principale est présentée sur la Figure 5-30.



Figure 5-29 : Relevé des fissures de la poutre R07

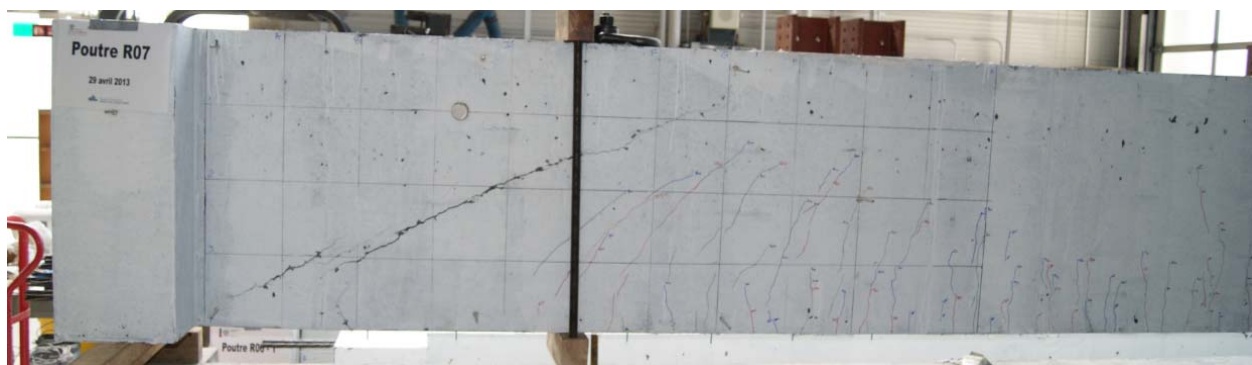


Figure 5-30 : Photographie de la rupture en cisaillement de la R07

La Figure 5-31 présente l'effort tranchant subit à gauche et à droite par la poutre R07, ainsi on en déduit que la résistance à l'effort tranchant de la poutre est de 619 kN.

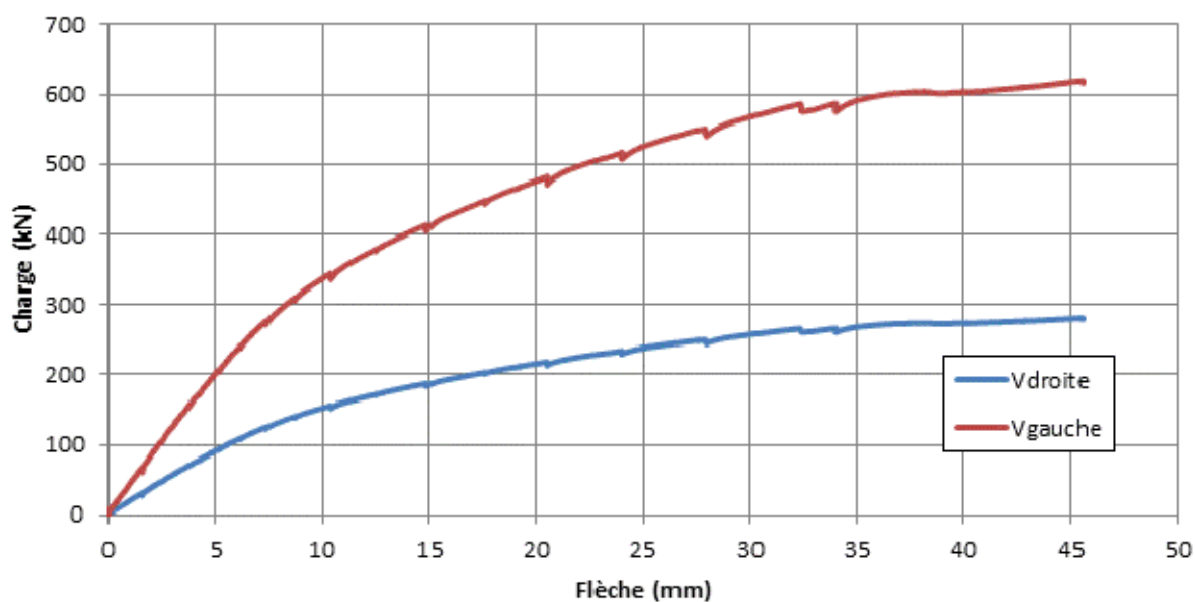


Figure 5-31 : R07 Effort tranchant en fonction de la flèche Sud

5.2.2.4 R08

Une rupture en cisaillement s'est produite du côté Sud (gauche) tel qu'attendu. Le relevé des fissures est montré sur la Figure 5-32 alors qu'une photographie de la fissure principale est présentée sur la Figure 5-33.



Figure 5-32 : Relevé des fissures de la poutre R08



Figure 5-33 : Photographie de la rupture en flexion de la R08

La Figure 5-34 présente l'effort tranchant subit à gauche et à droite par la poutre R08, ainsi on en déduit que la résistance à l'effort tranchant de la poutre est de 403kN.

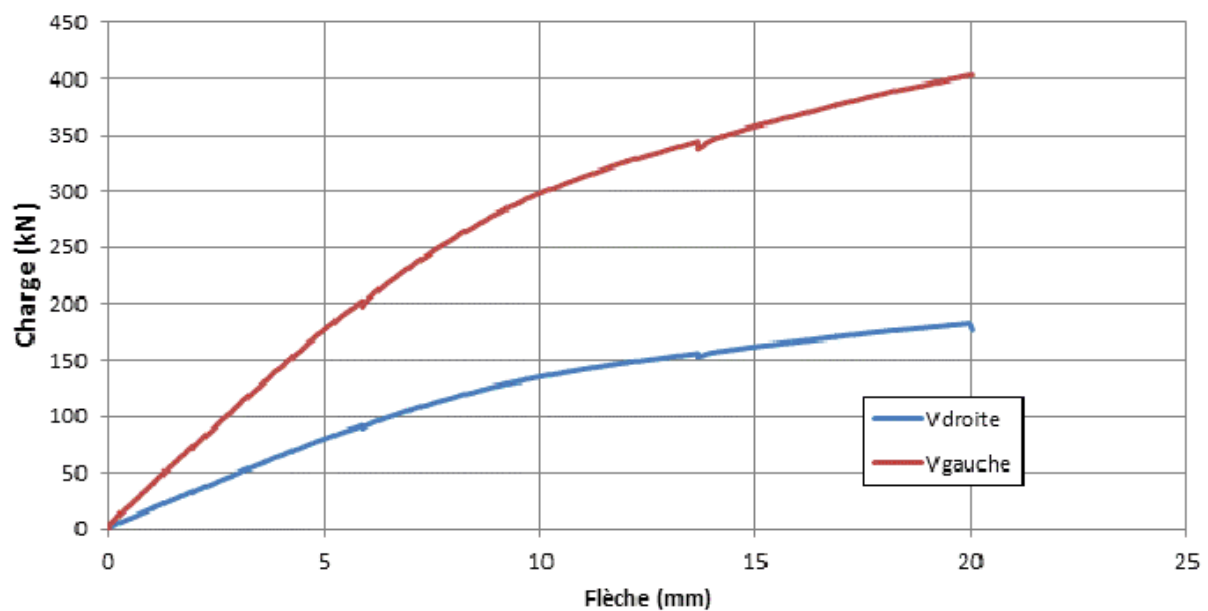


Figure 5-34 : R08 Effort tranchant en fonction de la flèche Sud

5.2.2.5 Sommaire

Le Tableau 5-6 présente un récapitulatif des essais à l'effort tranchant. Ici, la flèche au pic est la flèche sous le vérin de gauche, l'espacement des fissures est calculer de la même manière que pour le Tableau 5-5. Enfin, les efforts tranchants marqués d'un astérisque correspondent aux efforts tranchants ayant entraîné la rupture.

Tableau 5-6 : Sommaire des résultats des essais de cisaillement

Paramètre	Résultats			
Poutre	R06-1	R06-2	R07	R08
Charge totale (kN)	950.6	858.6	900.1	585.6
Flèche au pic (mm)	42.3	53.0	45.6	20.0
Moment maximal (kN.m)	1413.8	1243.0	1239.0	806.1
V_{gauche} (kN)	607	486	612*	403*
V_{droite} (kN)	343*	373*	281	183
No. de fissures $w > 0.2\text{mm}$	8	12	14	9
No. de fissures $w > 1\text{mm}$	3	4	5	2
No. de fissures $w > 2\text{mm}$	1	1	2	1
Espacement des fissures (mm)	± 145	± 65	± 100	± 85
Mode de rupture	Cisaillement	Cisaillement/ Flexion	Cisaillement	Cisaillement

5.3 Analyses des résultats

Des conclusions sont tirées séparément pour les essais en flexion et à l'effort tranchant.

5.3.1 Essais en flexion

Tout d'abord, on peut noter le comportement similaire pour toutes les configurations. En effet, aucune ne présente d'avantages ou d'inconvénients majeurs.

Cependant, on remarque un léger avantage pour la poutre R03 qui comporte de l'armature conventionnelle sur son lit inférieur, caractérisée par une fissuration plus fine et plus diffuse provenant de la meilleure adhérence des armatures conventionnelles par rapport aux torons. Ceci s'est traduit par une augmentation de la résistance en flexion de sorte que cette poutre s'est rompue en cisaillement à cause de son absence d'étrier, ce type de rupture n'ayant pas été prévu dans ce cas. On note que le plan de rupture à l'effort tranchant épouse approximativement le plan d'écoulement du BRF qui a été introduit à l'extrémité gauche du spécimen.

Aussi, les poutres R02 et R05 comportant des gaines centrées pour son lit inférieur, on note une perte de résistance de 3% environ par rapport aux poutres avec torons adhérents (R01 et R04 respectivement), tel qu'attendu, sans effet notable sur l'espacement des fissures. On peut donc penser que cette solution pourrait être utilisée si l'ouverture des fissures en service est acceptable.

Le chargement cyclique des poutres R04 et R05 n'a pas eu d'effet défavorable par rapport aux poutres identiques, un gain de résistance probablement dû à des matériaux légèrement plus résistants a été observé.

La rupture à l'effort tranchant de la poutre R03 est traitée dans le paragraphe suivant.

5.3.2 Essais à l'effort tranchant

Afin de pouvoir comparer les différents essais à l'effort tranchant entre eux, il a été nécessaire de présenter les résultats de manière adimensionnelle en divisant « a » (distance entre

l'appui et la charge) par « d » (centre de gravité des torons), cf. Figure 5-35 où la valeur de d est égale à 700 mm.

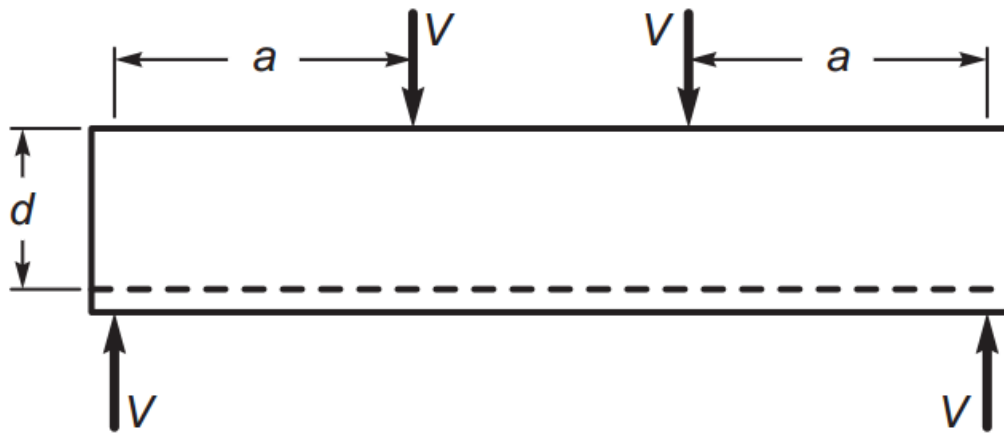


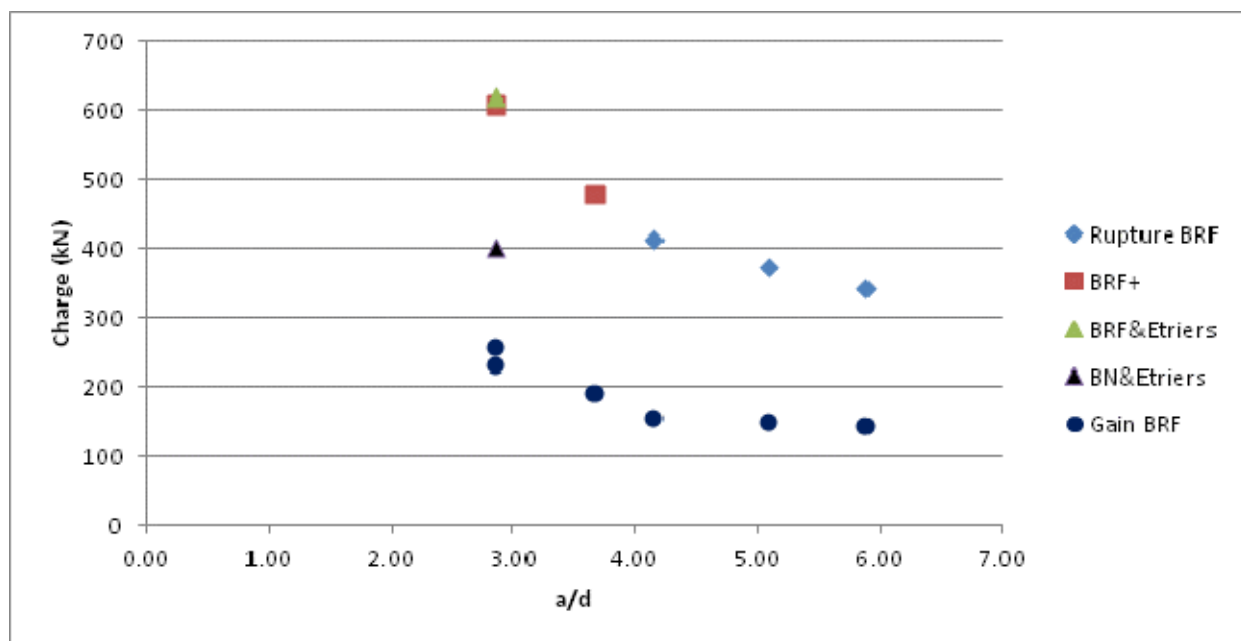
Figure 5-35: Portée de cisaillement (Massicotte, 2011)

Le Tableau 5-7 présente une comparaison des modes de rupture en fonction de V et a/d et donne la valeur de l'effort tranchant calculé selon les prescriptions du code CSA-S6 pour du béton non fibré où le moment M est pris égale à $V \times a/2$.

Tableau 5-7: Comparaison mode rupture, a/d et V

Spécimen	Spécificité	a (mm)	V (kN)	a/d	V_{S6-BN} (kN)
R03	Rupture BRF	2910	414	4.16	261
R06-2-droite	Rupture BRF	3560	373	5.09	224
R06-2-gauche	BRF seul –sans rupture	2560	480	3.66	288
R06-1-droite	Rupture BRF	4120	343	5.89	201
R06-1-gauche	BRF seul –sans rupture	2000	607	2.86	350
R07-gauche	BRF avec étriers	2000	620	2.86	390
R08-gauche	BN avec étriers	200	403	2.86	356

La Figure 5-36 présente les efforts tranchant en fonction de « a/d ». Ici, les carrés rouges représentent les poutres en BRF n'ayant pas cassé à l'effort tranchant alors que les autres points représentent des ruptures à l'effort tranchant. Les points bleus, intitulés « gain BRF », ont pour valeur la résistance des spécimens (troisième colonne du Tableau 5-7) auquel on soustrait la valeur de l'effort tranchant calculée selon les prescriptions du code CSA-S6 (cinquième colonne du Tableau 5-7).

Figure 5-36: Effort tranchant - a/d

Ici on remarque une tendance à obtenir des ruptures pour des efforts tranchants « faibles » à mesure que le rapport a/d augmente, tendance identique à celle observée pour le béton non fibré sans étriers. Néanmoins, la poutre R07 (620 kN), comportant des étriers, se situe quasiment au même niveau que la R06-1 côté gauche (607 kN) qui elle n'en comporte pas. Ainsi, la présence d'étriers ne semble pas indispensable pour ce type de poutre en BRF précontraint. Ceci étant dit, la présence d'étriers dans la R07 permet d'obtenir une rupture moins fragile.

Par ailleurs, en comparant les résultats des poutres R07 et R08 (cf. Figure 5-37) on remarque l'énorme gain dû l'utilisation de fibres d'acier :

- une flèche doublée;
- une augmentation de plus de 50% de la résistance.

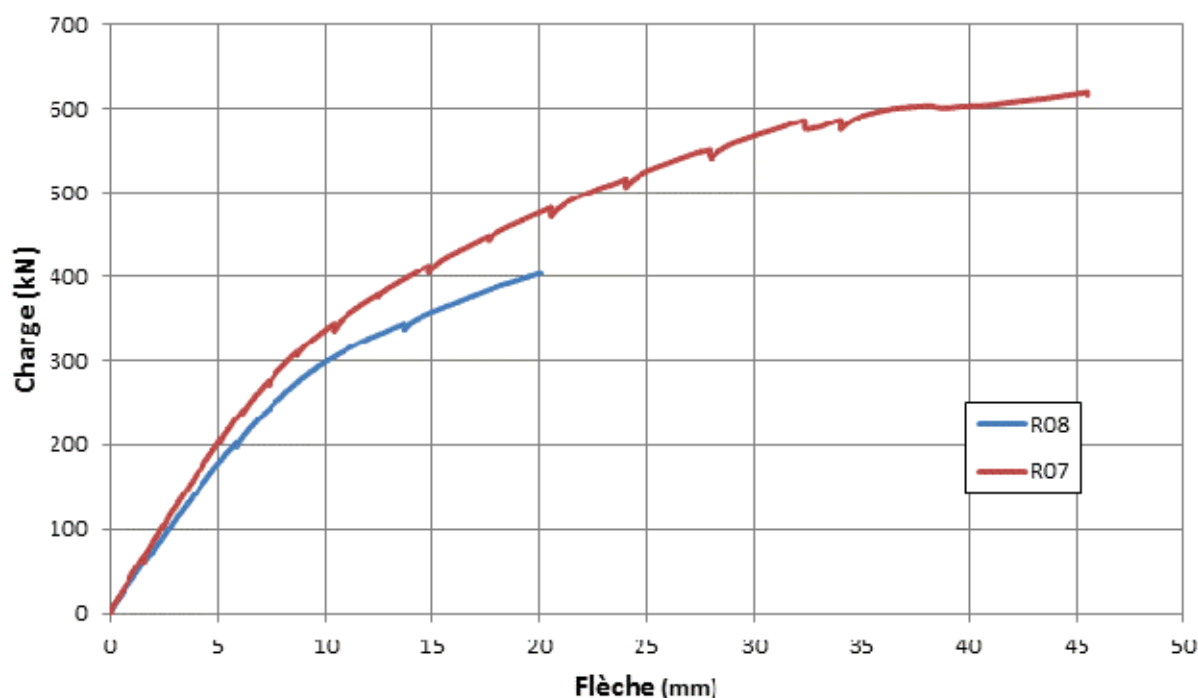


Figure 5-37 : Comparaison des courbes charge-flèche pour R07 et R08

5.4 Conclusions sur les essais

Cette campagne d'essais a permis de mettre en évidence les avantages et les inconvénients des différents ferraillements en flexion (torons adhérents, gainés-graissés, avec armatures passives) et à l'effort tranchant (présence ou non d'étriers), mais aussi de tester des chargements cycliques (R04 et R05) afin de s'intéresser à la durabilité.

Aussi, les différents cas de chargement en cisaillement (appuis à différentes distances et chargements dissymétriques) ont permis d'étudier l'influence du facteur a/d sur la résistance.

Par ailleurs, ces essais ont permis de montrer les avantages liés à l'utilisation du BRF précontraint en termes de flèche et de résistance.

Cependant ces essais sont coûteux et il serait intéressant d'être capable de les modéliser numériquement afin de pouvoir à l'avenir limiter le nombre de spécimens de grande taille à tester.

CHAPITRE 6 ANALYSES NUMÉRIQUES

6.1 Modèles analysés

Toutes les poutres testées ont été l'objet d'analyses par éléments finis à l'aide du modèle de béton EPM3D-v2F (Massicotte et al., 2007) pour les poutres en BRF et EPM3D-v3.2 (Massicotte et al., 2012) pour le béton normal, et utilisés avec le logiciel d'éléments finis ABAQUS (2011), version Explicit.

Les différentes propriétés des matériaux utilisés dans les poutres doivent être reportées dans les matériaux des différents éléments du modèle en éléments finis. Notamment, les propriétés en compression et de même que les résistances en traction du BRF obtenues par calcul inverse.

Cette série d'analyses vise à s'assurer que le modèle de béton arrive à bien reproduire la résistance et l'espacement des fissures, afin de pouvoir prédire le comportement des poutres et plus tard des tabliers. Ensuite le modèle sera utilisé pour augmenter la portée des conclusions.

6.2 Géométrie et maillage

La géométrie des modèles numériques est rigoureusement la même que celle des poutres testées, à l'exception que l'on modélise une demi-poutre (symétrie sur l'épaisseur) afin de réduire de moitié le temps de calcul. Ceci est possible grâce à la symétrie verticale des spécimens, cf. Figure 6-1.

Un maillage de $50 \times 50 \times 50$ mm a été choisi pour la poutre et de $25 \times 25 \times 25$ mm pour les appuis. Les torons et les étriers sont représentés par des éléments « barre » maillés à 50 mm. Le maillage est visible sur la Figure 6-1.

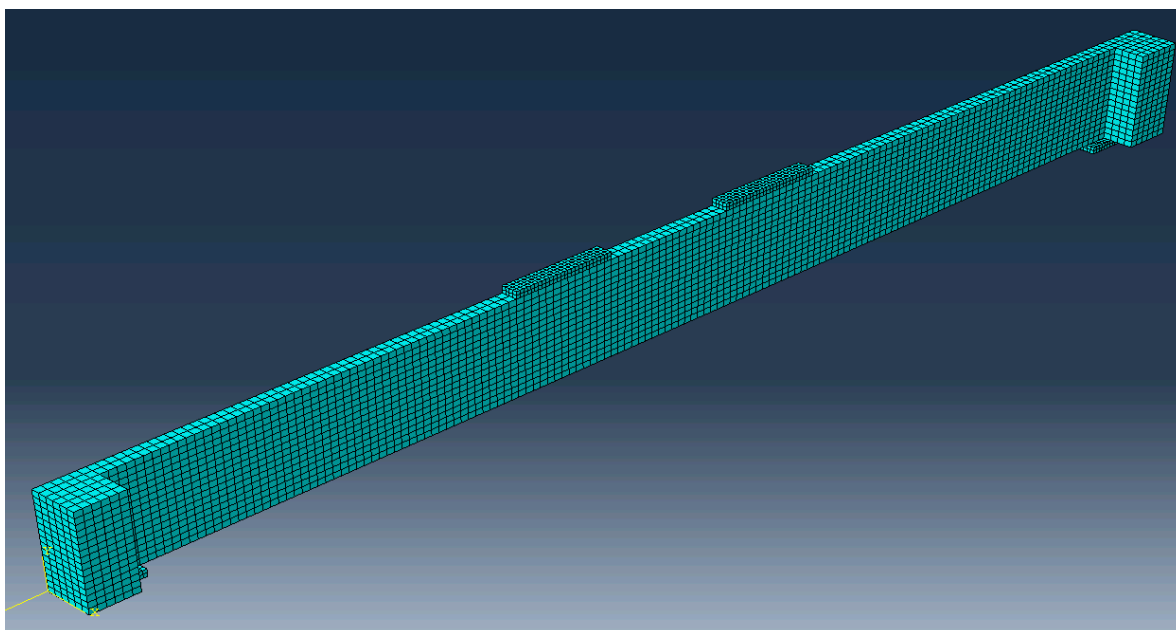


Figure 6-1 : Demi-poutre modélisée dans ABAQUS

6.2.1 Contacts

Il existe trois types de contacts dans les modèles présentés ici :

- Le premier est celui des plaques d'acier (des vérins et des appuis) sur le béton. On considère celui-ci comme étant parfait (hypothèse justifiable grâce à l'utilisation de « Drystone »).
- Le contact acier d'armatures-BRF, il est prédéfini dans EPM3D et il est supposé sans glissement.
- Le contact entre les torons et le béton n'est pas aussi adhérent que les armatures car les torons ne sont pas crénelés, il a donc été choisi de modifier le module élastique des torons à 180 000 MPa au lieu de 200 000 MPa afin de rendre compte de cela.

En ce qui concerne les parties gainées des torons des poutres R02 et R04, elles sont modélisées en signifiant au modèle qu'il n'y a pas de frottement, mais que ces parties des torons ne peuvent pas traverser le matériau.

6.2.2 Matériaux

On utilise sept matériaux dans les modèles présentés ici :

- le BRF pour le corps (de 0 à 650 mm en partant de la face inférieure) de la poutre dont les propriétés en traction sont les mêmes pour toutes les poutres et sont fournies dans le Tableau 5-3 et dont les capacités en compression sont les mêmes que les poutres et fournies dans le Tableau 5-1;
- le BRF pour le haut (150 mm en partant de la face supérieure) de la poutre dont les propriétés en traction sont les mêmes pour toutes les poutres et sont fournies dans le Tableau 5-3 et dont la capacité en compression est de 120 MPa;
- l'acier des torons dont les propriétés sont données dans le Tableau 4-5, mais avec $E_c=180\,000$ MPa;
- l'acier des armatures 30M ($f_y=465$ MPa et $f_u=636$ MPa) de la R03;
- l'acier des étriers 10M (400 MPa, valeur réelle non mesurée);
- l'acier linéaire ($E_s=200\,000$ MPa) pour les plaques d'appuis et de charge;
- le béton ($E_c=37\,000$ MPa) linéaire pour les butées de la poutre.

La Figure 6-2 présente les matériaux utilisés dans la modélisation, les butées aux extrémités sont béton linéaire (c.-à-d. qui ne fissure pas), la partie supérieure est en BRF-120 MPa (ou en BN pour la R08) afin d'éviter des ruptures prématurées du bloc de compression et le corps de la poutre est en BRF, ou en BN pour la poutre R08. Ces choix proviennent du fait que dans les premières modélisations, la relâche de la précontrainte provoquait la fissuration du béton dans les butées alors qu'en réalité ceci n'a pas lieu et que des ruptures prématurées du bloc

de compression entre les vérins apparaissaient. Ainsi, cette configuration reproduit ce qui se passe en réalité.

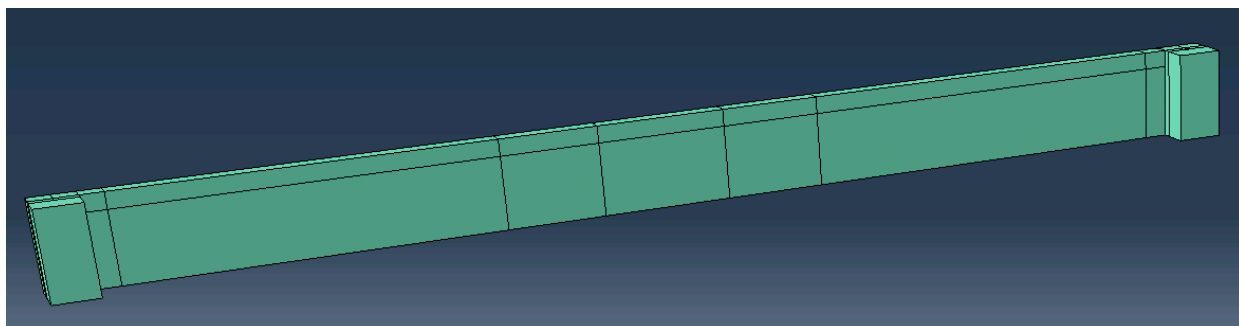


Figure 6-2 : Vue de la demi-poutre dans ABAQUS

6.3 Poutres en flexion

6.3.1 R01 et R04

6.3.1.1 ABAQUS/EPM3D

Ces deux poutres étant identiques, on effectue une seule modélisation. La Figure 6-3

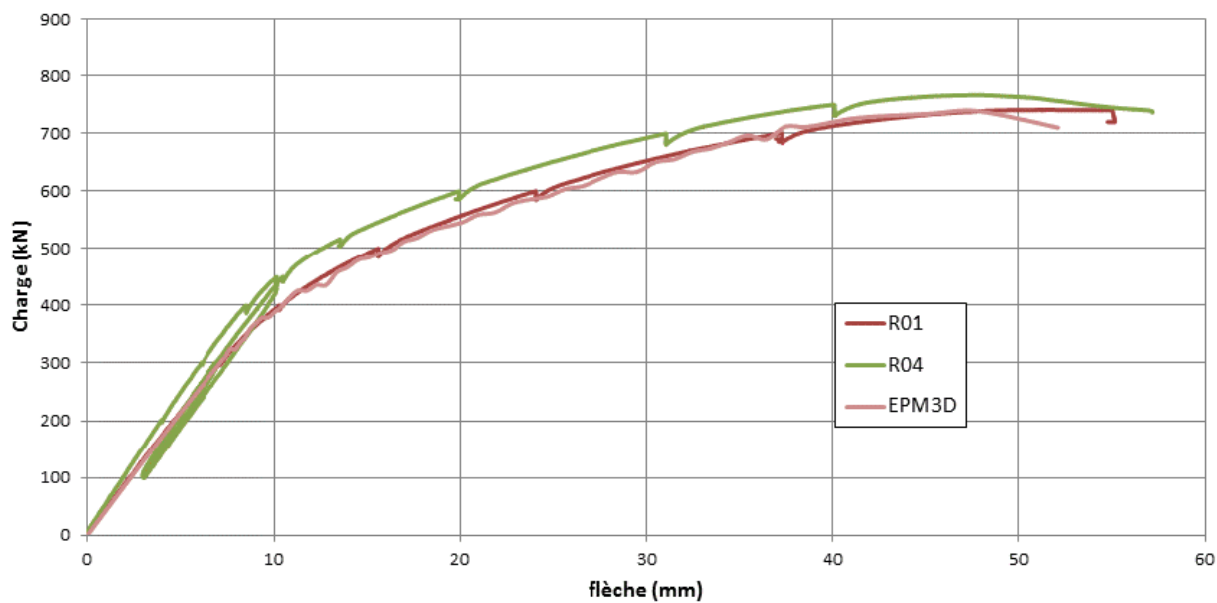


Figure 6-3 illustre la réponse charge-flèche des poutres R01, R04 et ainsi que la simulation numérique correspondante.

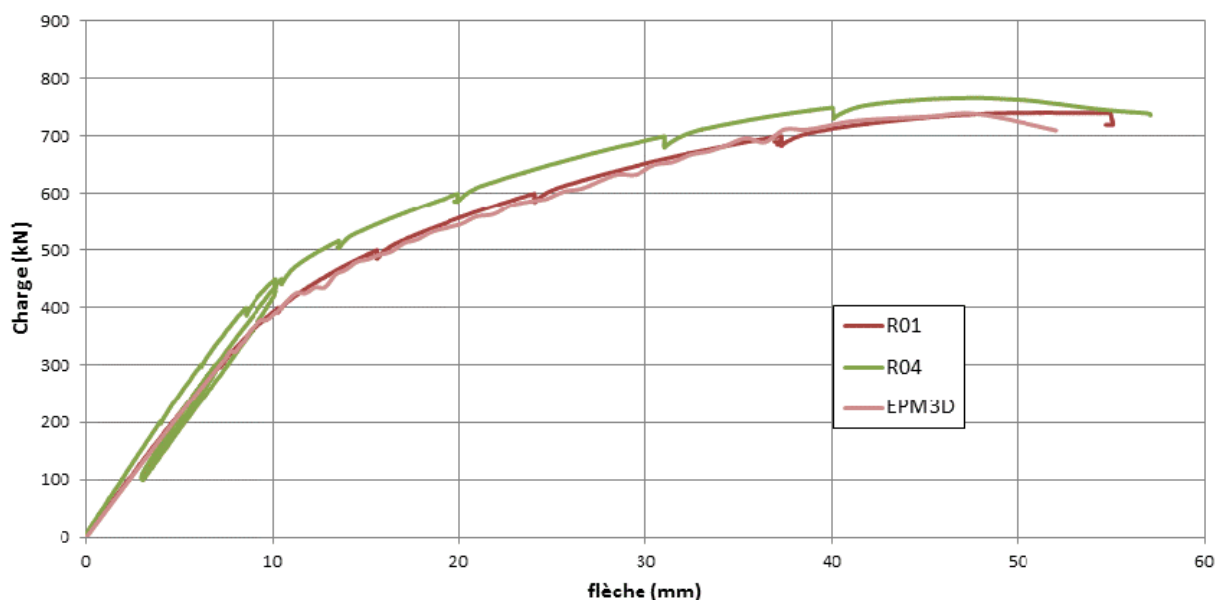


Figure 6-3 : Réponse charge-flèche - R01&R04

On remarque la grande qualité de la modélisation dans la phase élastique et dans la phase post-fissuration, ici le modèle numérique est en mesure de rendre compte de la ductilité réelle des poutres R01 et R04 à 5 mm près. La charge maximale du modèle numérique est de 739 kN. Il est à noter que les oscillations sont dues au modèle de compression du BRF dans EPM3D

La Figure 6-4 présente le patron de fissuration correspondant avant le développement de macrofissures (flèche = 37 mm) et au moment de la rupture (flèche = 52 mm).

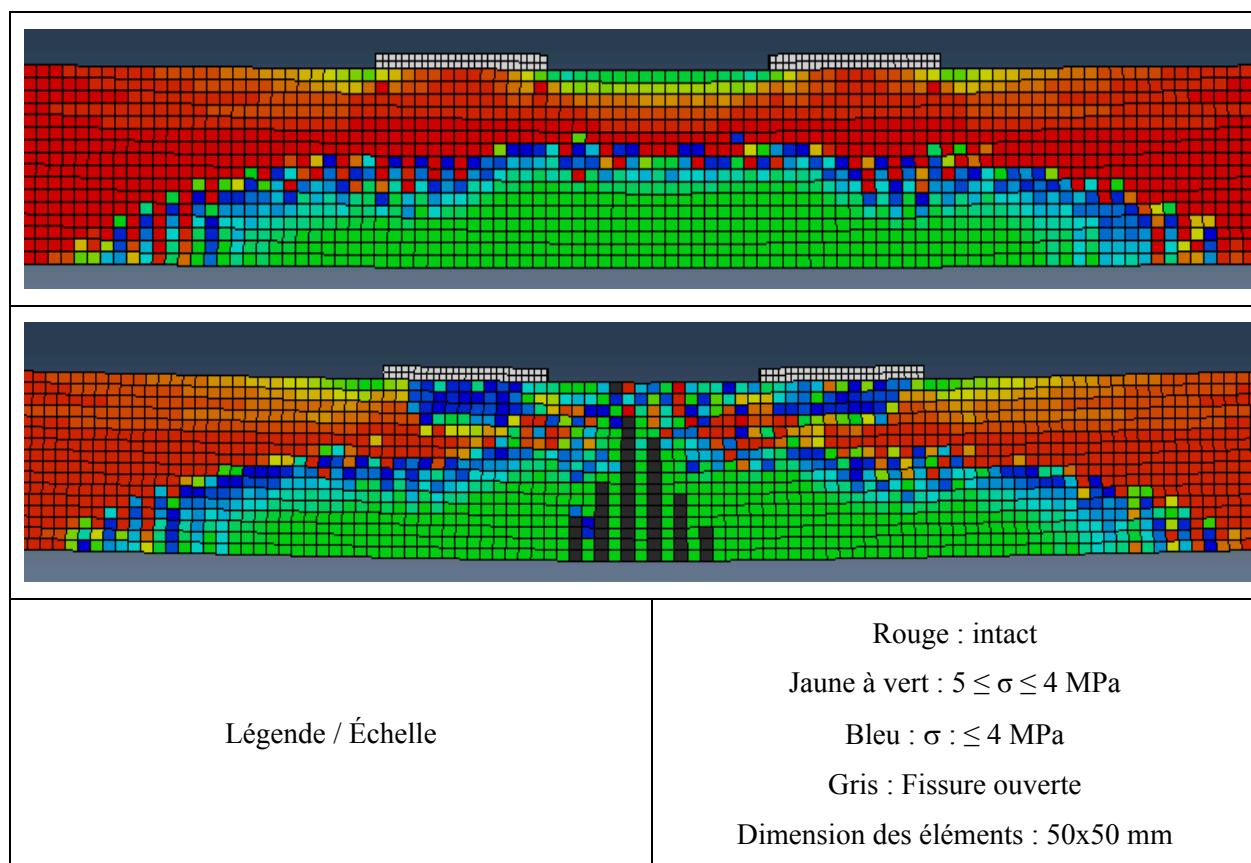


Figure 6-4 : Fissuration du modèle numérique - R01&R04

Ainsi, l'espacement des fissures du modèle numérique se situe entre 50 et 100 mm dans la zone centrale (entre les vérins), ce qui est similaire aux observations sur les poutres. Un maillage beaucoup plus fin aurait été requis pour déterminer l'espacement réel des fissures. La rupture prédite est une rupture en flexion.

6.3.1.2 AIS

On modélise aussi ces poutres sur AIS, logiciel développé à l'EPM (Bédard et al, 2001). Ce logiciel permet de calculer rapidement le moment résistant d'une poutre en BRF précontrainte. Ce logiciel n'a pas la prétention de donner des résultats aussi précis et détaillé qu'EPM3D, mais il permet de donner un ordre de grandeur de la résistance en flexion du

spécimen rapidement, en effet le temps de calcul est de quelques secondes alors qu'un modèle EPM3D prend plusieurs heures.

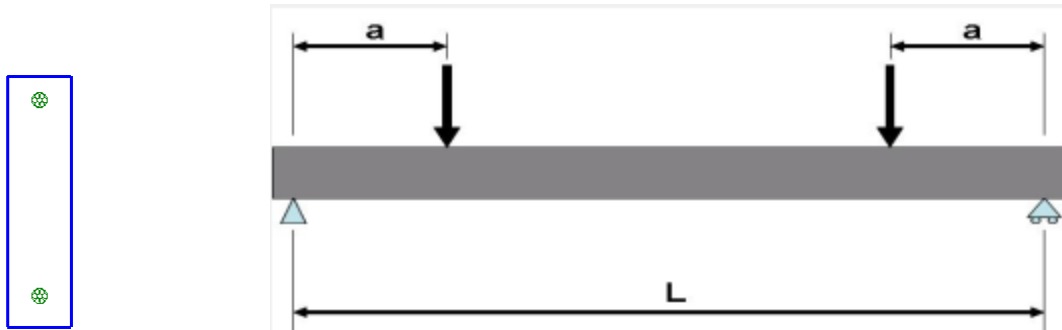


Figure 6-5 : Section du modèle et vue de face

Pour simplifier les calculs, on regroupe les torons : les lits de torons sont remplacés par un toron unique d'aire égale à somme des aires placés au centre de gravité.

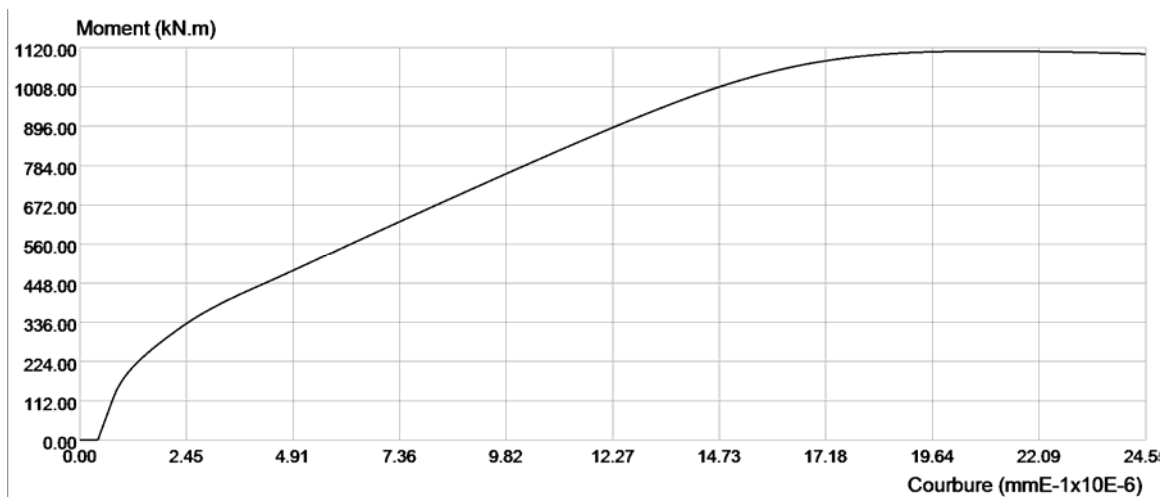


Figure 6-6 : Moment-Courbure R01&R04

Ainsi, la résistance obtenue est de 1110 kN.m, alors qu'expérimentalement le moment maximal obtenu pour la R01 est de 1073 kN.m et pour la R04 de 1116 kN.m.

6.3.2 R02 et R05

6.3.2.1 ABAQUS/EPM3D

Ces deux poutres étant identiques, on effectue une seule modélisation. La Figure 6-7 illustre la réponse charge-flèche des poutres R02, R05 et ainsi que la simulation numérique correspondante.

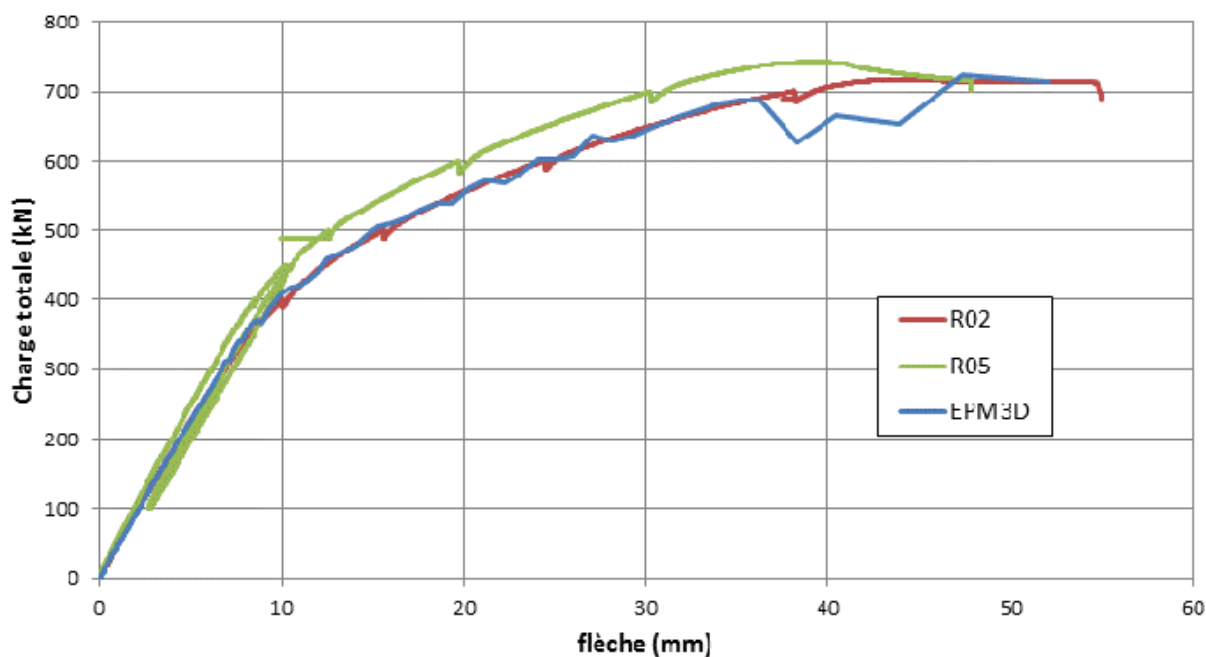


Figure 6-7 : Réponse charge-flèche - R02&R05

On remarque que dans la phase élastique la simulation numérique restitue très bien la rigidité des spécimens. Aussi, dans la phase post-fissuration, le modèle numérique restitue la ductilité réelle des poutres R02 et R05. La Figure 6-8 présente le patron de fissuration avant (flèche = 35 mm) et après la rupture (flèche = 52 mm).

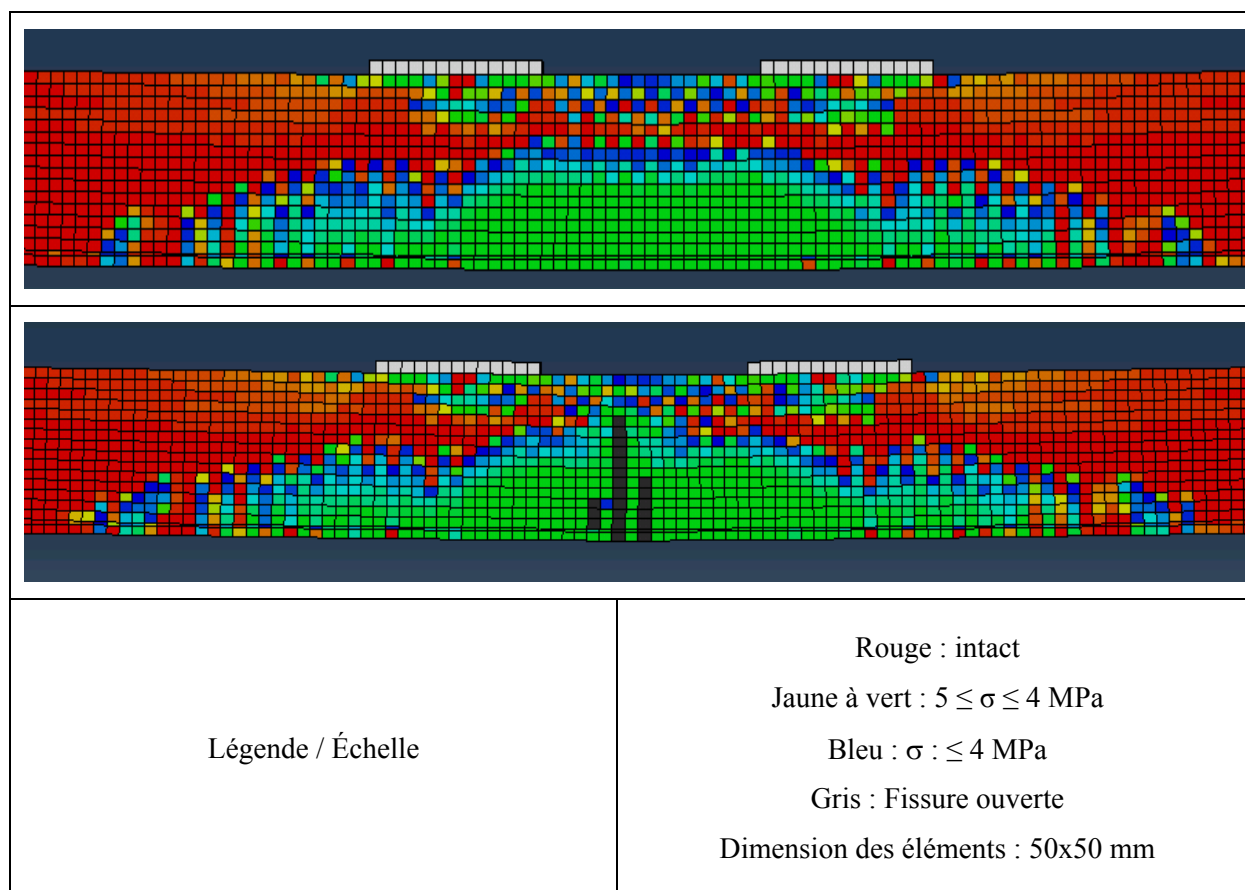


Figure 6-8 : Fissuration du modèle numérique - R02&R05

Ainsi, l'espacement des fissures du modèle numérique est de 50 mm dans la zone centrale (entre les vérins). La rupture prédite intervient en flexion pour une charge totale de 723 kN.

6.3.2.2 AIS

On utilise ici encore AIS mais en séparant le lit inférieur en deux : d'un côté les quatre torons adhérents et de l'autre les deux non adhérents comme le montre la Figure 6-11.

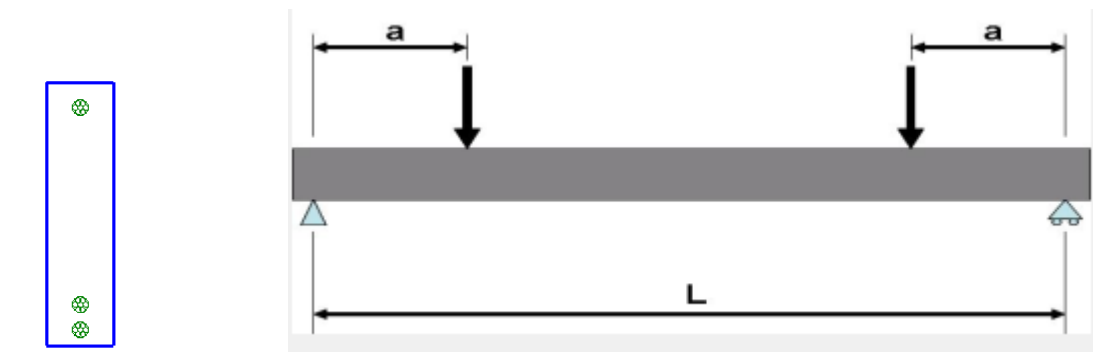


Figure 6-9 : Section du modèle et vue de face

Voici le résultat du calcul en Figure 6-10.

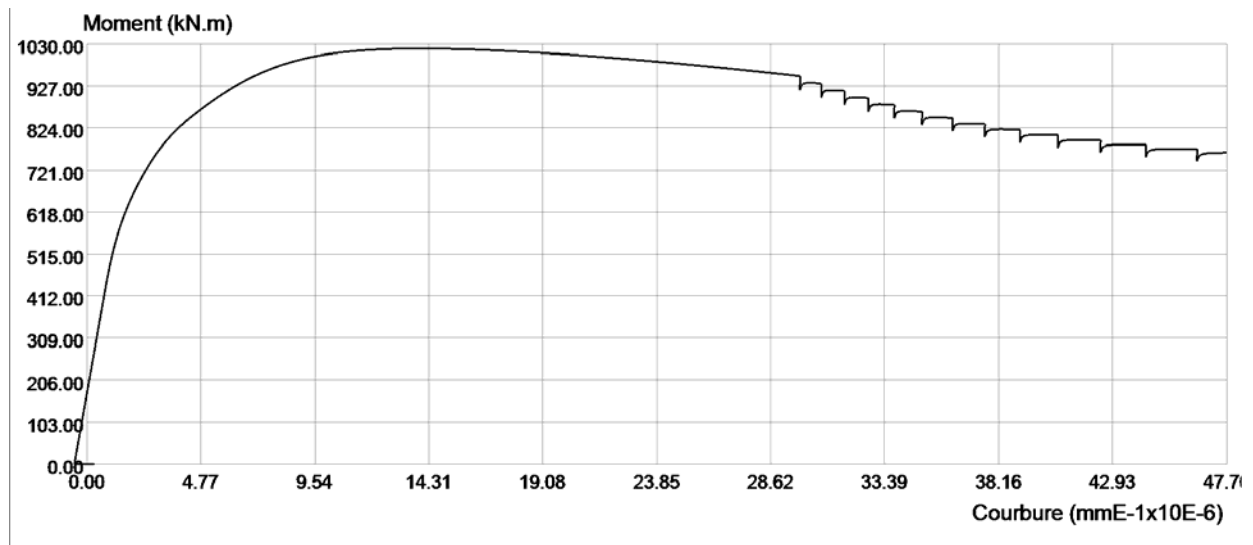


Figure 6-10: Moment-Courbure R02 – R04

Ainsi, la résistance obtenue est de 1018 kN.m et la résistance réelle des poutres R02-R04 sont de 1042 kN.m et de 1079 kN.m.

6.3.3 R03

6.3.3.1 ABAQUS/EPM3D

La Figure 6-11 illustre la réponse charge-flèche de la poutre R03 et ainsi que la simulation numérique correspondante.

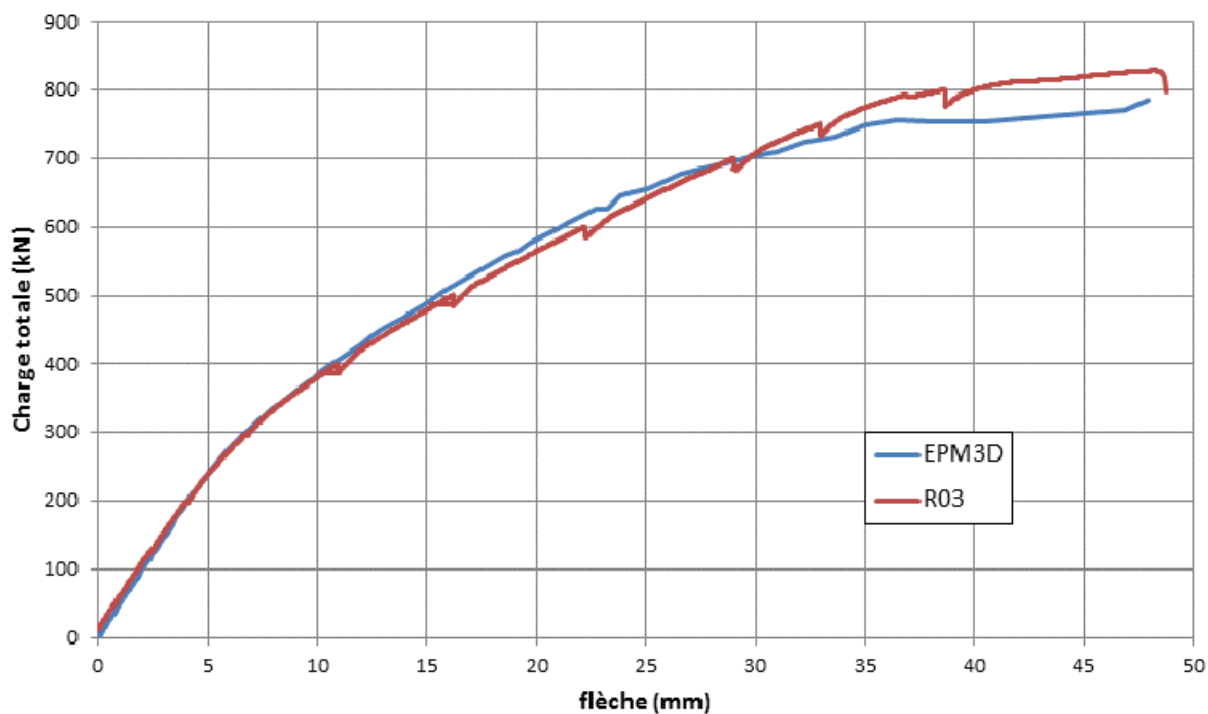


Figure 6-11 : Réponse charge-flèche – R03

Ici aussi, la phase élastique est très bien reproduite et la phase post-fissuration est bien modélisée en termes de résistance et de ductilité.

La Figure 6-12 présente le patron de fissuration correspondant, avant la rupture uniquement (flèche = 35 mm), en effet le pas de calcul d'après n'est pas utilisable car le modèle part en dynamique.

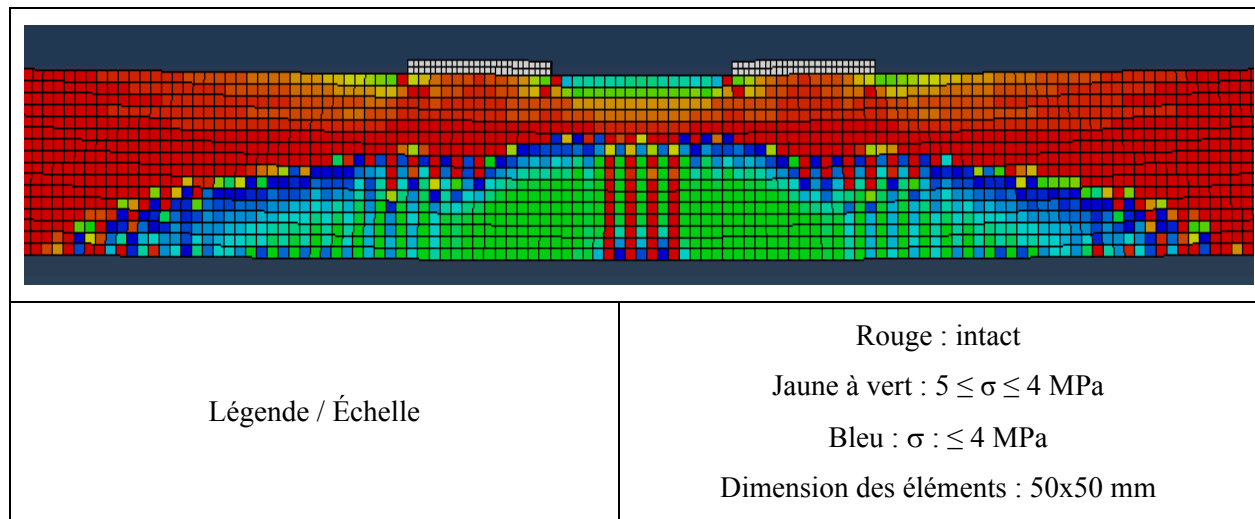


Figure 6-12 : Fissuration du modèle numérique – R03

Ainsi, l'espacement des fissures du modèle numérique est de 50 mm dans la zone centrale (entre les vérins). La rupture prédite intervient en cisaillement pour une charge totale de 786 kN. On peut noter qu'EPM3D est en mesure de prédire le bon mode de rupture de cette poutre pourtant testée en flexion.

6.3.3.2 AIS

On utilise ici encore AIS en séparant le lit inférieur en deux : d'un côté les quatre torons adhérents et de l'autre les deux armatures 30M comme le montre la Figure 6-13.

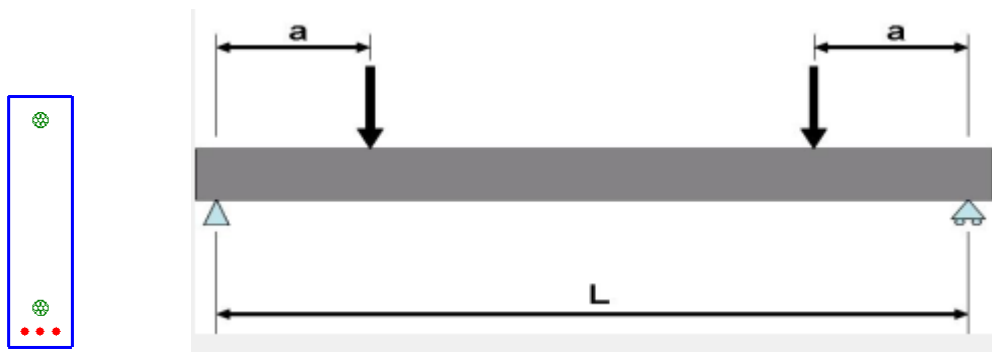


Figure 6-13 : Section du modèle et vue de face

Voici le résultat du calcul en Figure 6-14.

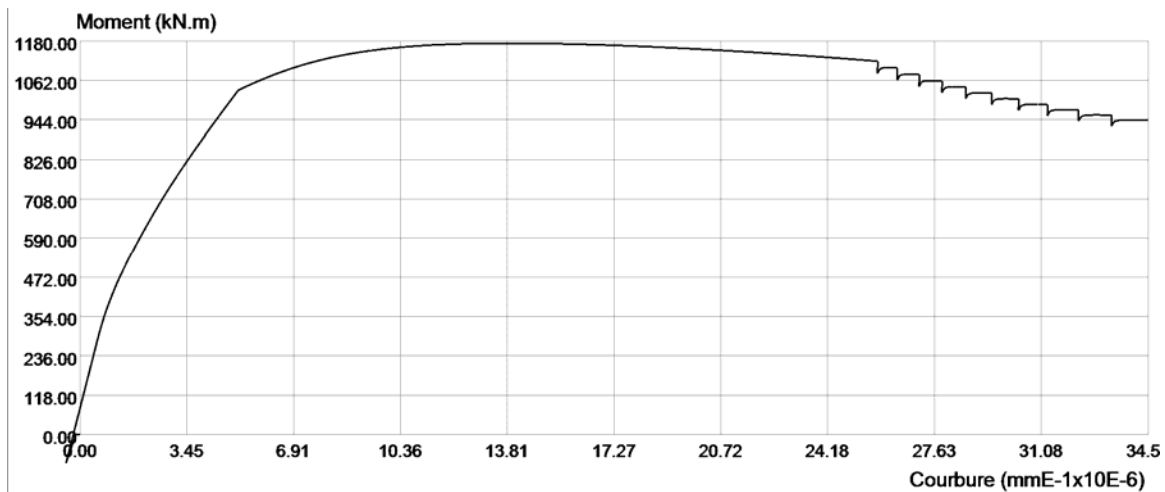


Figure 6-14: Moment-Courbure R03

Ainsi, la résistance obtenue est de 1172 kN.m et la résistance réelle de la poutre R03 est de 1205.6 kN.m. Il est à noter qu'AIS permet de prédire le moment de rupture mais il ne permet de prédire le mode de rupture en cisaillement contrairement à EPM3D.

6.3.4 Bilan

Le Tableau 6-1 présente une comparaison des modèles numériques et des spécimens testés au laboratoire.

Tableau 6-1 : Comparaison des données - Flexion

Paramètre		Poutre				
Coulée		R01	R02	R03	R04	R05
Charge totale (kN)	Essais	741.0	716.6	828.6	766.9	741.9
	EPM3D	739	723	786	739	723
	AIS	766.9	700	805.5	766.9	700
Espacement maximal des fissures (mm)	Essais	±70	±85	±65	±85	±80
	EPM3D	100	50	50	50	100
Mode de Rupture	Essais	Flexion	Flexion	Cisaillement	Flexion	Flexion
	EPM3D	Flexion	Flexion	Cisaillement	Flexion	Flexion

On peut noter que les simulations numériques donnent de bons résultats pour les poutres en flexion, notamment en phase élastique. La ductilité réelle est bien reproduite, cependant des oscillations sont à noter en phase post-fissuration car EPM3D ne rend pas correctement compte de la résistance post-pic en compression du BRF.

6.4 Poutres à l'effort tranchant

6.4.1 R06-1

La Figure 6-15 illustre la réponse charge-flèche de la poutre R06-1 et ainsi que la simulation numérique correspondante. Il est à noter que le modèle numérique considère que la poutre R06-1 fait 200 mm d'épaisseur, ce qui n'est pas le cas expérimentalement. Ce choix est justifié par le fait que l'épaisseur réelle de la R06-1 fluctue et elle serait difficile à reproduire, aussi nous souhaitons garder des éléments finis de taille 50 x 50 x 50 mm.

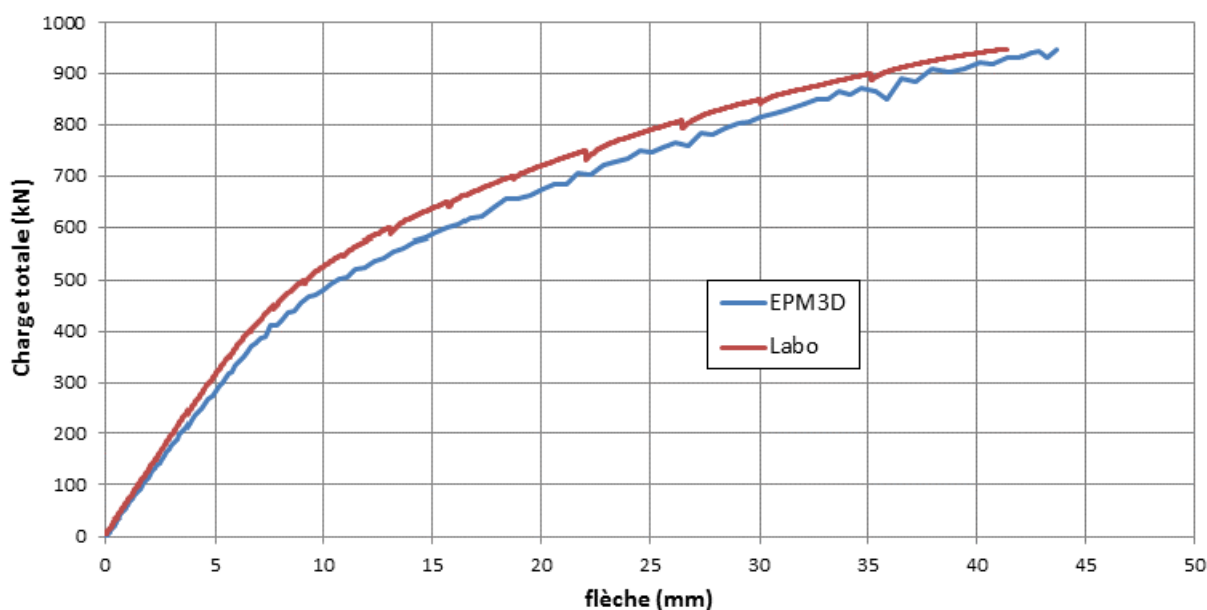


Figure 6-15 : Réponse charge-flèche – R06-1

L'évolution de la flèche en phase élastique n'est pas tout à fait correcte, cependant la phase post-fissuration est bien modélisée. La rupture en cisaillement est prédite à 935 kN qu'une rupture en cisaillement/flexion a été observée expérimentalement.

La Figure 6-16 présente le patron de fissuration correspondant avant la rupture (flèche = 41 mm).

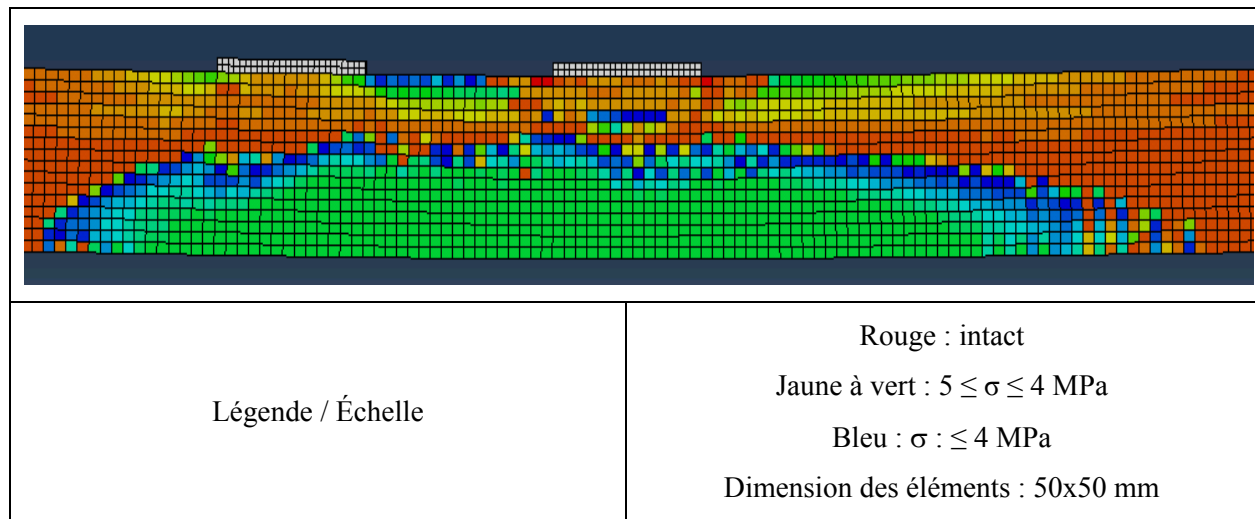


Figure 6-16 : Fissuration du modèle numérique – R06-1

L'espacement des fissures du modèle numérique est de 50 mm dans la zone centrale (entre les vérins).

6.4.2 R06-2

La Figure 6-17 illustre la réponse charge-flèche de la poutre R06-2 et ainsi que la simulation numérique correspondante.

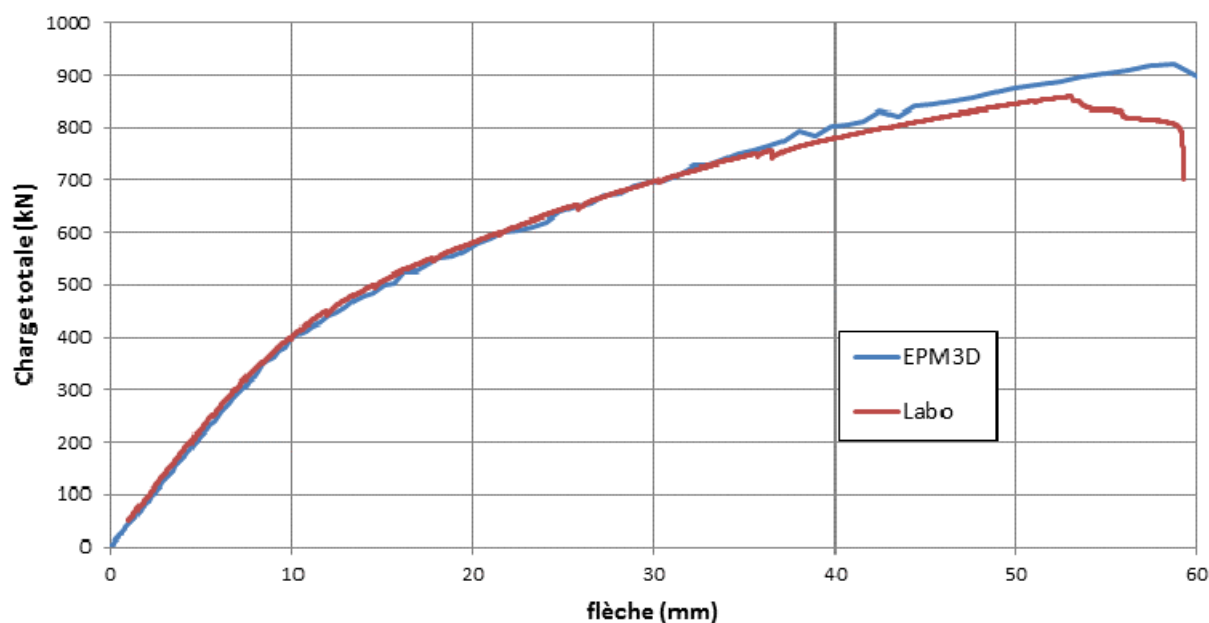


Figure 6-17 : Réponse charge-flèche – R06-2

Ici, la simulation numérique modélise bien la phase élastique et post-fissuration, cependant elle surestime la résistance post-fissuration de la poutre.

La Figure 6-18 présente le patron de fissuration correspondant avant la fissuration (flèche = 46 mm), la rupture à 922 kN.

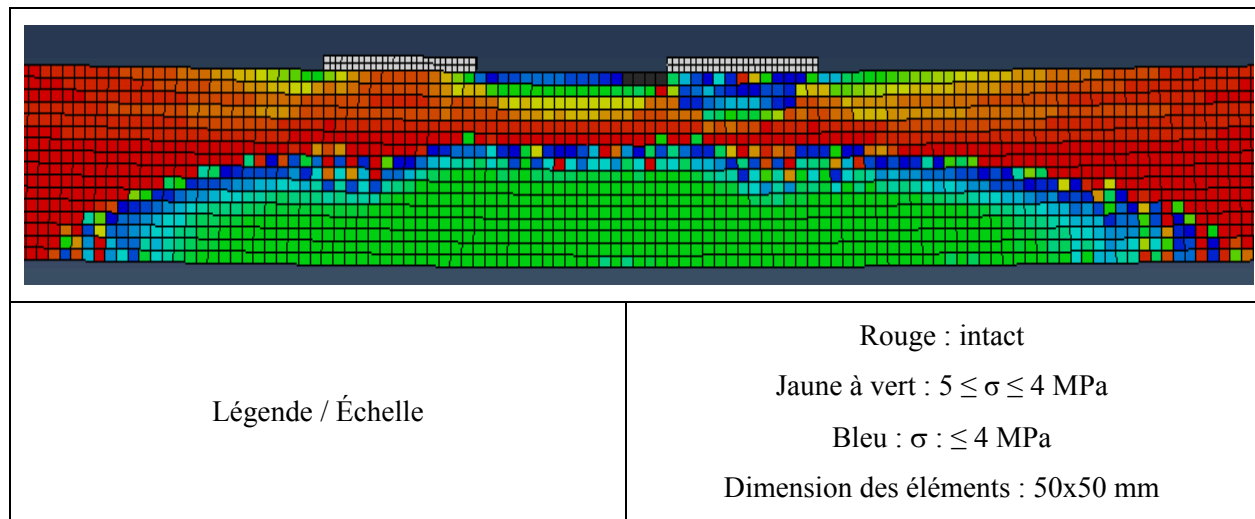


Figure 6-18 : Fissuration du modèle numérique – R06-2

L'espacement des fissures du modèle numérique est de 50 mm dans la zone centrale (entre les vérins).

6.4.3 R07

La Figure 6-19 illustre la réponse charge-flèche de la poutre R07 et ainsi que la simulation numérique correspondante.

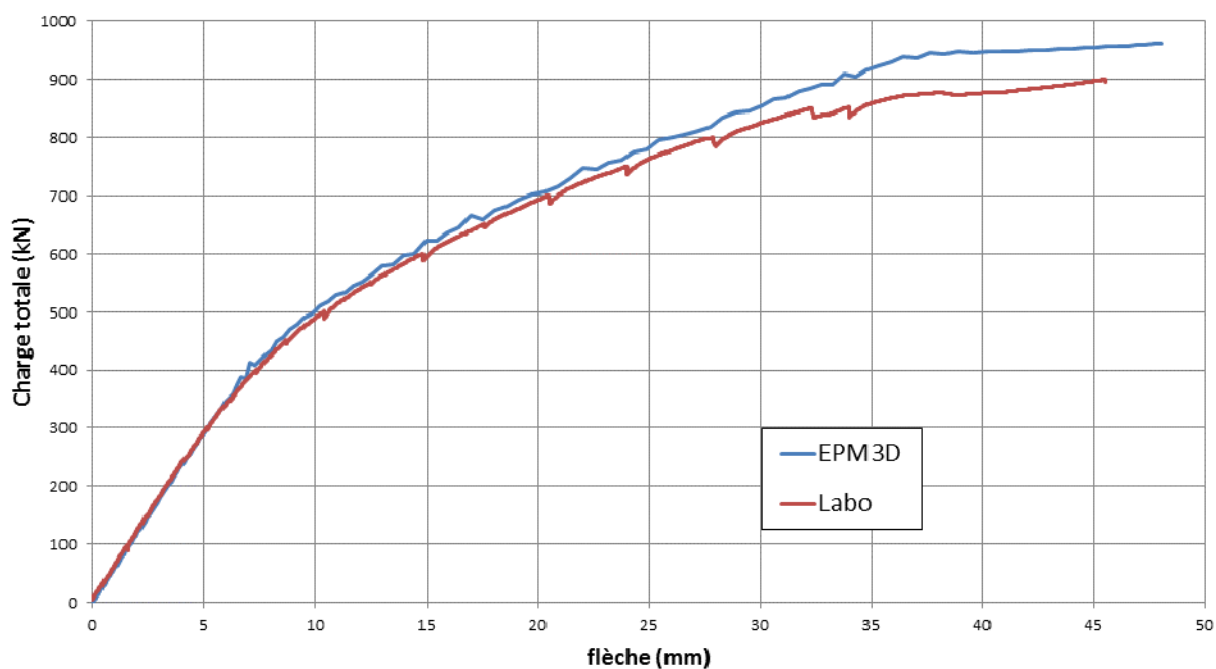


Figure 6-19 : Réponse charge-flèche – R07

Ici aussi, la phase élastique est bien modélisée, mais le modèle EPM3D surestime la résistance post fissuration de la poutre R07.

La Figure 6-20 présente le patron de fissuration correspondant avant la rupture (flèche = 40 mm) en cisaillement à 957 kN

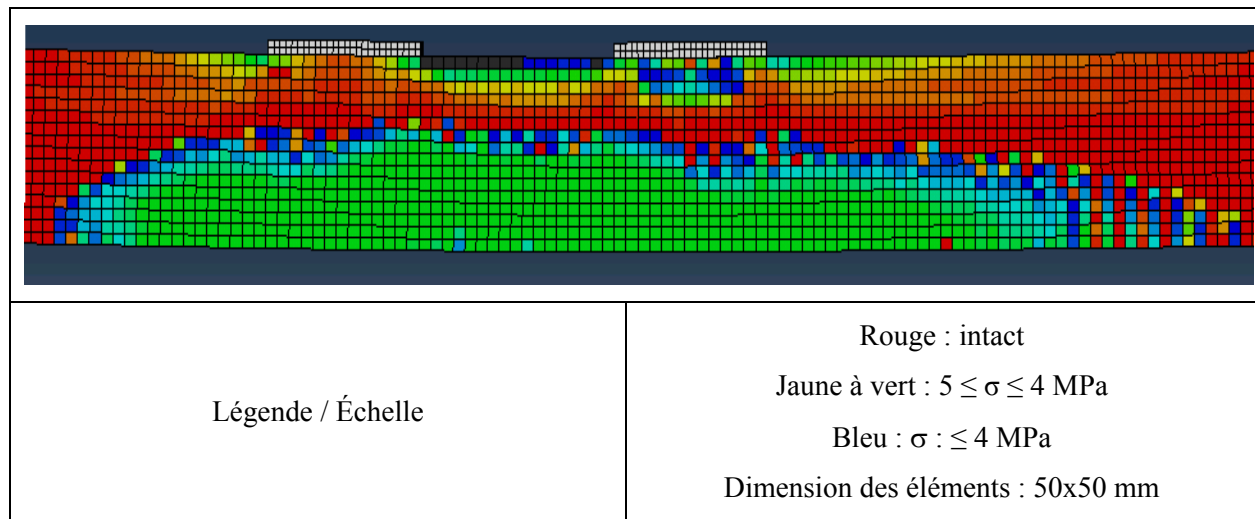


Figure 6-20 : Fissuration du modèle numérique – R07

L'espacement des fissures du modèle numérique est de 50mm dans la zone centrale (entre les vérins).

6.4.4 R08

La Figure 6-21 illustre la réponse charge-flèche de la poutre R08 et ainsi que la simulation numérique correspondante.

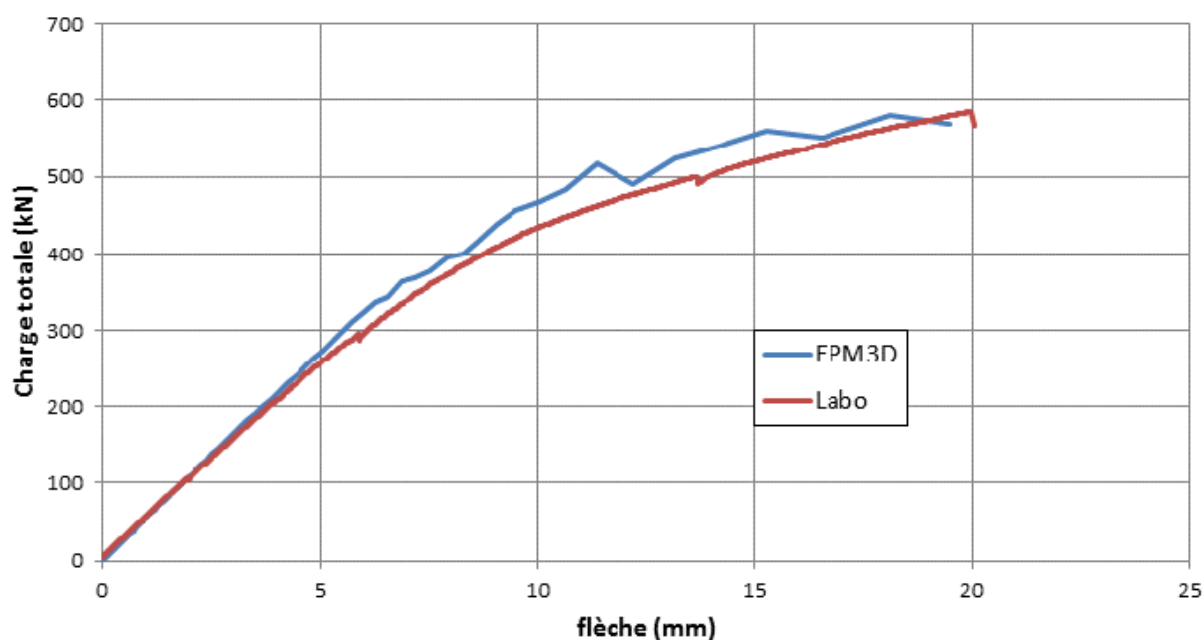


Figure 6-21 : Réponse charge-flèche – R08

On peut noter que la simulation numérique de la poutre R08 en béton non fibré est assez bonne mais connaît quelques instabilités.

La Figure 6-22 présente le patron de fissuration correspondant avant la rupture en cisaillement à 568 kN.

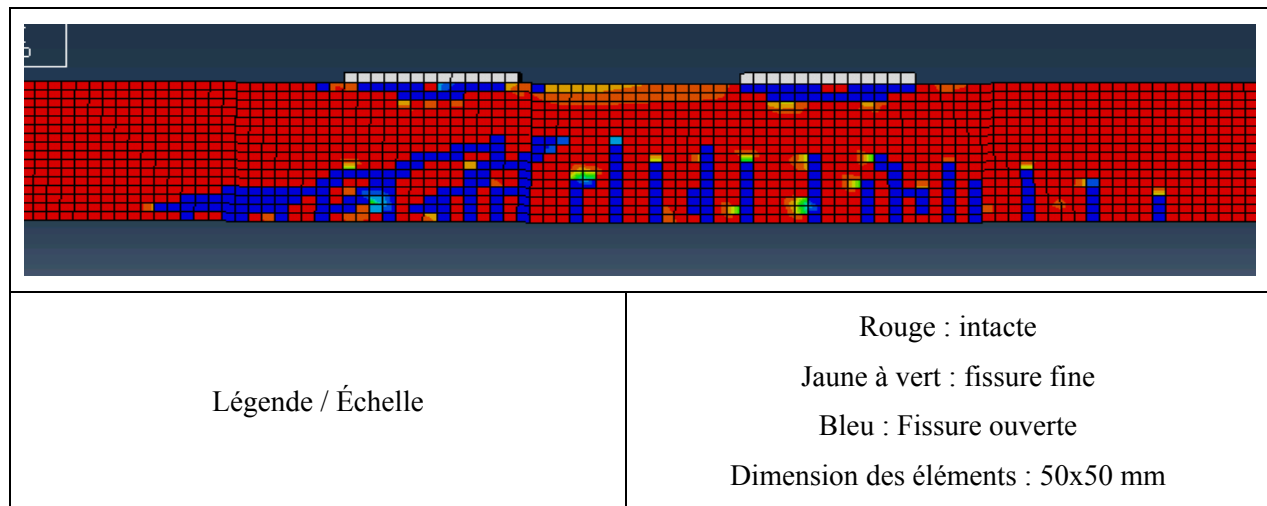


Figure 6-22 : Fissuration du modèle numérique – R08

L'espace des fissures du modèle numérique est de 100 à 150mm dans la zone centrale (entre les vérins).

6.4.5 Bilan

Le Tableau 6-2 présente une comparaison des modèles numériques et des spécimens testés au laboratoire.

Tableau 6-2 : Comparaison des données - Cisaillement

Paramètre		Poutre			
Coulée		R06-1	R06-2	R07	R08
Charge totale maximale (kN)	Essais	951	859	900	586
	Analyses	935	922	957	581
Espacement maximal des fissures (mm)	Essais	±145	±65	±100	±85
	Analyses	50	50	50	100 à 150
Mode de fissuration	Essais	Cisaillement	Cisaillement /Flexion	Cisaillement	Cisaillement
	Analyses	Cisaillement	Cisaillement	Cisaillement	Cisaillement

Ces simulations numériques permettent d'obtenir de bonnes prédictions quant au comportement en phase élastique et en phase post-fissuration des poutres, cependant les modèles ne rendent pas encore compte tout à fait la résistance réelle des poutres. Aussi, il est à noter que les simulations EPM3D permettent de prédire le mode de rupture des poutres en cisaillement.

6.5 Conclusion sur les modélisations

La comparaison des résultats expérimentaux et numériques permet de conclure:

- les propriétés en traction directe du BRF en contraintes-ouverture de fissure (σ - w), obtenues des essais sur dalles circulaires traités avec l'algorithme de calcul inverse développé à l'École Polytechnique, sont représentatives des propriétés des BRF dans les poutres;
- pour les poutres testées en flexion, le modèle de béton EPM3D permet de prédire avec justesse le comportement des poutres en BRF en ce qui concerne (i) la réponse charge-flèche en phase élastique, (ii) la résistance à l'ultime (4% de marge d'erreur), (iii) l'espacement des fissures en service,
- pour les poutres testées en flexion, le modèle de béton EPM3D, produit des oscillations en phase post fissuration,
- pour les poutres testées en cisaillement, le modèle de béton EPM3D permet de prédire avec justesse le comportement des poutres en BRF en ce qui concerne (i) la réponse charge-flèche en phase élastique, (ii) la résistance à l'ultime (5% de marge d'erreur), (iii) l'espacement des fissures en service,
- pour les poutres testées en cisaillement, les analyses numériques ne permettent pas encore de rendre compte tout à fait la résistance réelle

CHAPITRE 7 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

7.1 Conclusions

7.1.1 Comportement des poutres en flexion

Les poutres ont présenté un comportement excellent en flexion :

- le faible espacement des fissures et leur faible ouverture pour les conditions en service (inférieure à 0.3 mm à 500 kN) devraient permettre une grande durabilité;
- une grande ductilité a été obtenue pour toutes les configurations d'armature étudiées;
- le comportement des trois types d'armatures principales au niveau du lit inférieur a été relativement identique, avec un léger avantage pour les armatures passives qui ont permis d'avoir des fissures plus fines alors que l'effet inverse a été observé pour les armatures non adhérentes.

Il n'est donc pas possible de statuer quel type d'armature principale de flexion au niveau du lit inférieur des poutres doit être retenu, les trois conditions étudiées étant toutes satisfaisantes. D'autres critères devront être considérés pour faire un choix comme les coûts, l'autorisation ou non de permettre la fissuration en service et, le cas échéant, les considérations de fatigue de ces armatures.

7.1.2 Comportement des poutres à l'effort tranchant

Le comportement des poutres à l'effort tranchant amène les conclusions suivantes :

- le BRF améliore grandement la résistance par rapport à un béton non fibré;
- le mode de rupture de type poutre élancée peut se produire si le niveau de précontrainte n'est pas suffisant, un niveau de précontrainte plus important offrirait en effet une meilleure résistance en cisaillement;

- la présence d'étriers, mêmes espacés à plus de 0.75h a permis d'éliminer ce mode de rupture, en effet la R07 a cassé en cisaillement du côté gauche grâce à la présence d'étriers;
- la disposition des étriers peut être favorablement simplifiée avec l'utilisation des BRF et de la précontrainte.

Pour de faibles niveaux de précontrainte, l'utilisation d'étriers est essentielle comme nous l'avons remarqué avec les poutres R03 et R06-1 qui ont connus des ruptures de type poutre élancées. Éliminer complètement les étriers en augmentant la précontrainte exigerait des études additionnelles, d'abord par éléments finis puis confirmées expérimentalement.

7.1.3 Choix du BRF

Le BRF choisi a bien répondu aux attentes. Il était autonivelant et a présenté un niveau de résistance adéquat. Un dosage en fibres plus faible pourrait être choisi s'il était décidé de conserver des étriers. La réduction du dosage, aurait toutefois comme conséquence d'augmenter la dispersion et, conséquemment, diminuer la valeur caractéristique de la résistance. Le choix qui a été fait nous apparaît donc comme tout à fait adéquat et devrait être maintenu. Enfin, c'est la conception de la dalle qui fixera le niveau de performance minimum du BRF.

Il convient de noter que le mélange pourrait être amélioré et qu'un autre type de fibre pourrait être choisi. En particulier le BRF employé dans ce projet est de bonne qualité mais il reste améliorable avec l'ajout d'air entraîné et de filler calcaire par exemple (Androuët et al., 2013).

7.1.4 Utilisations industrielles des BRF

Le programme expérimental réalisé dans le cadre de ce projet réalisé en conditions industrielles, permet d'arriver aux conclusions suivantes :

- des BFHP autonivelants avec des macro-fibres (à crochets, de 35 mm de longueur) peuvent être fabriqués et mis en place en conditions industrielles avec un dosage de 80 kg/m^3 ;
- les essais sur dalles circulaires doit être remis en question pour le contrôle de la qualité en condition industrielle à cause du pourcentage insuffisant de dalles fissurant correctement; l'utilisation d'une entaille pourrait s'avérer une solution, ou encore des essais de flexion sur dalle rectangulaires.
- Les essais sur prismes RILEM sont probablement à exclure pour ce type de BRF à forte résistance car ils surestiment la résistance en traction et sont par conséquent non exploitables.

7.1.5 Simulations numériques

Les simulations réalisées avec EPM3D pour les poutres précontraintes en BRF ont donné de très bons résultats, qui deviendront encore meilleurs lorsque la résistance en compression du BRF sera améliorée dans le logiciel. Ces bons résultats vont faciliter la suite du projet conduit avec BPDFL car ils vont permettre de prédire avec précision le comportement des éléments précontraints en BRF.

7.2 Recommandations

Il est recommandé de réaliser une étude élaborée sur l'optimisation de la forme du T afin d'économiser les quantités de BRF utilisées et une autre étude sur la résistance aux charges cycliques de la dalle entre les deux T. Pour cela des études numériques et expérimentales seront nécessaires.

Les paramètres de ces études doivent inclure :

- un BRF identique ou très similaire à celui testé dans cette présente étude afin de rester cohérent;
- le comportement à ELS et à l'ÉLU;
- le comportement des joints longitudinaux de la dalle à tous les états limites.

Les aspects de préfabrication devront être discutés au préalable, les essais devront idéalement être réalisés à partir des dimensions optimisées.

7.3 Conclusion générale

L'utilisation des BRF dans les ouvrages d'art peut fort probablement amener la réduction des coûts de fabrication et des coûts initiaux de construction. Toutefois, le gain maximal proviendra certainement de la grande durabilité des éléments et la réduction importante, voire l'élimination, des opérations de maintenance dans le futur. C'est au niveau du cycle de vie que le gain sera fort probablement considérable.

Cependant, les gains seront quantifiables uniquement lorsque des essais sur des éléments réels seront réalisés. Il importe qu'une étude approfondie soit entreprise.

RÉFÉRENCES

- 162-TDF, R. T., 2003, Final recommendation of RILEM TC 162-TDF: Test and design methods for steel fibre reinforced concrete. *Materials and Structures*, v. 36, p. 560-567.
- ABAQUS, 2011, Analysis User's Manual Version 6.11-1, Providence, RI, USA, Dassault Systèmes Simulia Corp.
- CSA 2009. CAN/CSA-A23.1-09/A23.2-09 - Béton : Constituants et exécution des travaux/Méthodes d'essai et pratiques normalisées pour le béton, Association Canadienne de Normalisation, Mississauga, On.
- Androuët, C., Massicotte, B. de Broucker, W. 2013. Développement d'un béton renforcé de fibres métalliques. Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal.
- Bélanger, A., 2000, Conception des dalles de pont avec armature réduite et fibres d'acier. Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal.
- CSA, 2010. Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens, CAN/CSA-A23.2-13C-09, Association Canadienne de Normalisation, Mississauga, On.
- ASTM, 2008. Standard Test Method for Flexural Toughness of Fiber-Reinforced Concrete (Using Centrally-Loaded Round Panel). C1550, West Conshohocken, PA.
- Baron, J., et. Lesage, R. 1976. La composition du béton hydraulique du laboratoire au chantier. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, France.
- Bastien, D. 2004. Utilisation structurale du beton fibre pour la conception des dalles de ponts. Mémoire de maîtrise, École Polytechnique, Montréal.
- Batson, G., Ball, C. Bailey, L., Landers, E., Hooks, J. 1972. Flexural fatigue strength of steel fiber reinforced concrete beams. *Iron and Steel Engineer*, v. 69, p. 673-677, Pittsburgh, PA.
- Bédard, S., Massicotte, B., "AIS Users Manual – Version 1.0", Group of Research in Structural Engineering, École Polytechnique de Montréal
- Bekaert, 1999. Dramix, Steel fibres for the Precast Industry. Kortrijk, Belgique.
- Braïke, S., Massicotte, B., Charron, J.-P. 2006. Design of prestressed concrete bridges made with high to ultra high performance fibre reinforced concrete. 7th International Conference on Short and Medium Span Bridges, Montreal.
- Braïke, S. 2007. Conception d'éléments préfabriqués de ponts avec des bétons fibrés à haute et ultra-haute performance. Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal.
- Charron, J.-P. 2007, Techniques du béton, École Polytechnique de Montréal.

- de Montaignac, R., 2011. Analyse du comportement d'éléments fléchis en béton renforcé de fibres métalliques : du matériau à la structure. Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal.
- de Montaignac, R., Massicotte, B., Charron, J.-P. 2012. Design of SFRC structural elements: flexural behaviour prediction. *Materials and Structures*, v. 45, pp. 623-636.
- de Montaignac, R., Massicotte, B., Charron, J.-P., Nour, A., 2012. Design of SFRC structural elements: post-cracking tensile strength measurement. *Materials and Structures*, v. 45, pp. 609-622.
- Duchesneau, F. 2011. Conception de parapets préfabriqués hybrides et monolithiques utilisant des bétons à haute et ultra-haute performance. Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal.
- Dzeletovic, N. 1998. Propriétés des dalles de ponts avec béton fibré. Mémoire de maitrise, École Polytechnique de Montréal.
- EN 14651, 2004. Test method for metallic fibre concrete— measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality, residual). Varenna, Italy.
- Fanella, D. A., Naaman, A. E. 1985. Stress-Strain properties of fiber reinforced mortar in compression. *Journal of the American Concrete Institute*, v. 82, p. 475-483.
- Granju, J. L., Balouch, S. U, 2005. Corrosion of steel fibre reinforced concrete from the cracks. *Cement and Concrete Research*, v. 35, p. 572-577.
- Lee, S.-C., Cho, J.-Y., Vecchio, F. J., 2011. Diverse embedment model for steel fiber-reinforced concrete in tension: Model development. *ACI Materials Journal*, v. 108, p. 516-525.
- Lessard, M-C., 2009, Conception de pré-dalles en bétons innovants pour les ponts, Mémoire de maitrise, École Polytechnique de Montréal.
- Liu, H., Xiang, T., Zhao, R. 2009. Research on non-linear structural behaviors of prestressed concrete beams made of high strength and steel fiber reinforced concretes. *Construction and Building Materials*, v. 23, p. 85-95.
- Massicotte, B., 2004, Implementing SFRC design into North American codes: application to a building floor. *International Workshop on the Advanced in Fibre Reinforced Concrete*, pp.73-80, Bergamo, Italie.
- Massicotte, B., 2011, Conception des structures en béton armé, École Polytechnique de Montréal
- Massicotte, B., Willem, X., Androuet, C., Tordjman, F., de Broucker, W., Conciatori, D., 2012, Développement d'un nouveau type de poutres de ponts préfabriquées en T avec dalle intégrée en BRF, École Polytechnique de Montréal
- Massicotte, B., Bischoff, P. 2000. Fibre reinforced concrete: a structural perspective. Fifth RILEM Symposium of Fibre-Reinforced Concrete, pp. 193-202, Lyon, France.
- Massicotte, B., Filiatrault, A., Mossor, B, Tremblay, S., 1999. Compressive strength and ductility of steel fiber reinforced concrete columns. *ACI Special Publication*, SP182, pp. 163-180.

- Massicotte, B., Nour, A., Ben Ftima, M. Yildiz, E. 2007. EPM3D – A user-supplied constitutive model for the nonlinear finite element analysis of reinforced concrete structures, École Polytechnique de Montréal.
- Moffatt, K. 2001. Analyse de dalles de pont avec armature réduite et béton de fibres métalliques. Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal.
- Moffatt, K., Massicotte, B. 2004. Design of continuous SFRC bridge decks for serviceability criteria. Sixth RILEM Symposium of Fibre-Reinforced Concrete, pp. 1173-1182, Varrena, Italy.
- Naaman, A., Reinhardt, H. 1996. High performance fibre reinforced cement composites 2. Second International RILEM Workshop pp. 292-329.
- Nolet, S., 2002, Comportement des dalles de pont fortement sollicitées par les surcharges routières, mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal
- Nour, A., Massicotte, B., de Montaignac, R., Charron, J.-P., 2011. Derivation of a crack opening deflection relationship for fibre reinforced concrete panels using a stochastic model: Application for predicting the flexural behaviour of round panels using stress crack opening diagrams. Cement and Concrete Research, v. 41, pp. 964-974.
- Nour, A., Massicotte, B., de Montaignac, R., Charron, J.-P. 2012. Inverse analysis procedure for the characterisation of softening diagrams for FRC beams and panels. Session I-4 Cracking behaviours. SSCS2012, Aix-en-Provence, France, May 29-June 1st.
- Padmarajaiah, S. K., Ramaswamy, A., 2004. Flexural strength predictions of steel fiber reinforced high-strength concrete in fully/partially prestressed beam specimens. Cement and Concrete Composites, v. 26, p. 275-290.
- Picard, A., 2001. Béton précontaint, Boucherville, Québec
- Rossi, P., 1988. Les bétons de fibres métalliques. Presses de l'ENPC, Paris, France.
- Rossi, P., N. Harouche, 1990. Mix design and mechanical behaviour of some steel-fibre reinforced concretes used in reinforced concrete structures. Materials and Structures, v. 23, pp. 256-266.
- Singh, A. P., Singhal, D. 2011. Permeability of steel fibre reinforced concrete influence of fibre parameters. Procedia Engineering, v. 14, pp. 2823-2829.
- Tordjman, F., 2012. Caractérisation mécanique en traction des BRF. Rapport de maîtrise, École Polytechnique de Montréal.
- Voisin, O., Androuët, C., Charron, J.-P., Massicotte, B., 2011. Développement de deux bétons renforcés de fibres métalliques. Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal.
- Voo, Y. L., W. K. Poon, Foster, S.J. 2010. Shear strength of steel fiber-reinforced ultrahigh-performance concrete beams without stirrups. Journal of Structural Engineering, v. 136, pp. 1393-1400.

ANNEXE 1 – COURBES DES ESSAIS

A.1.1 Poutre R01

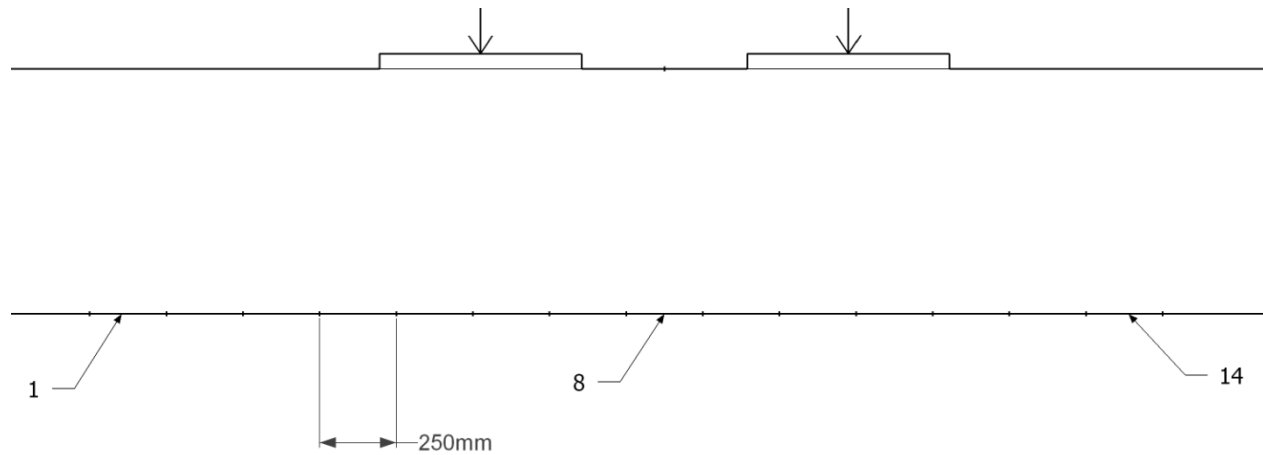
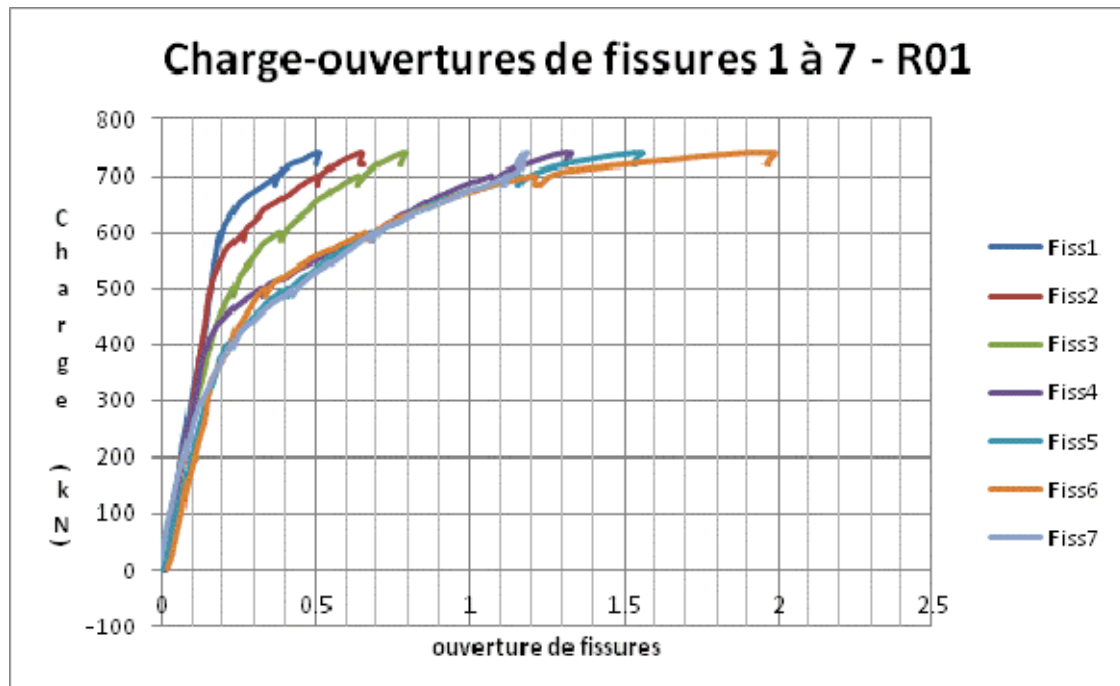
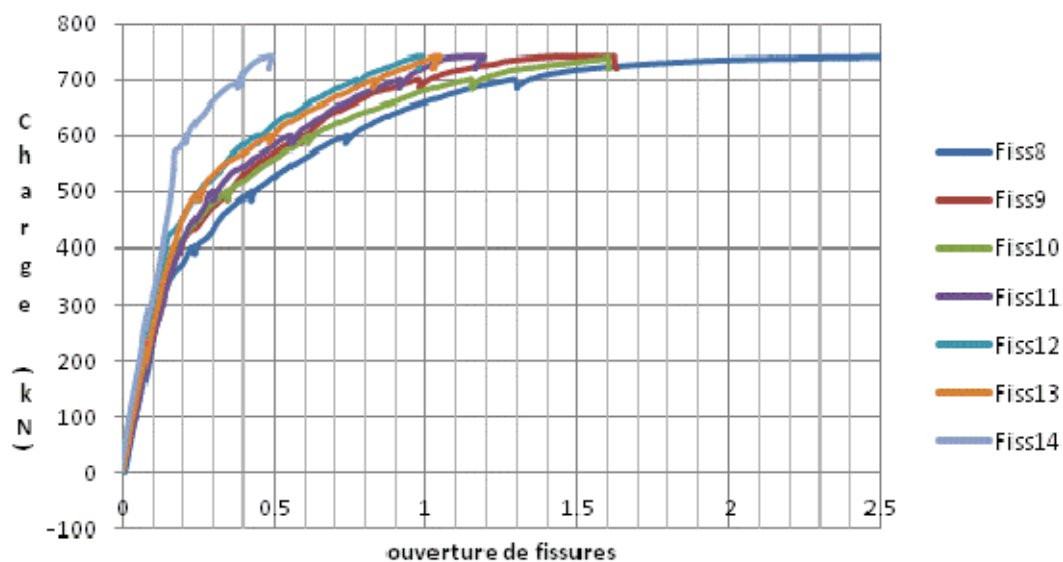


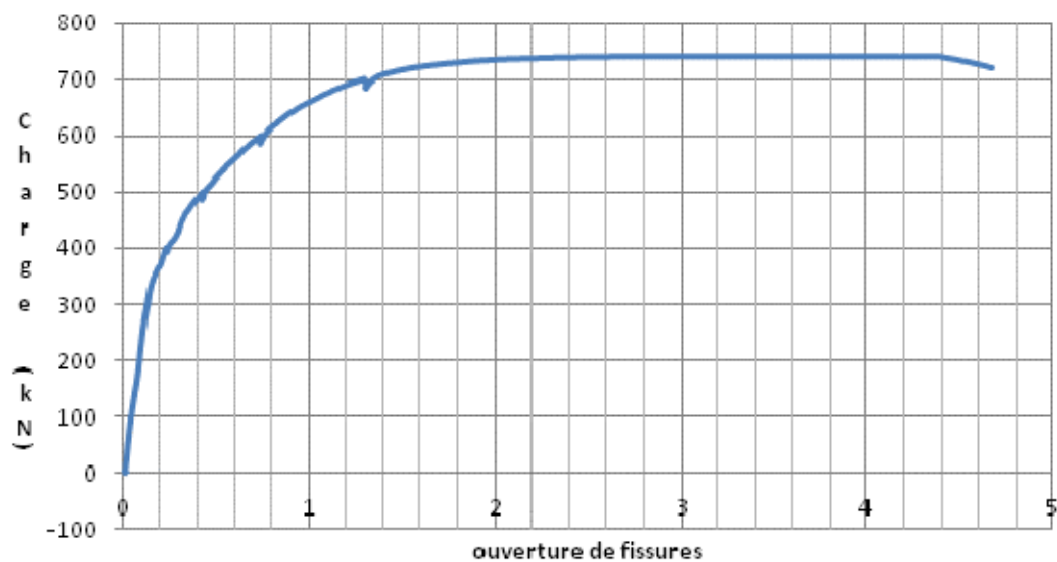
Schéma de numérotation des extensomètres, valable pour les poutres R01 à R05



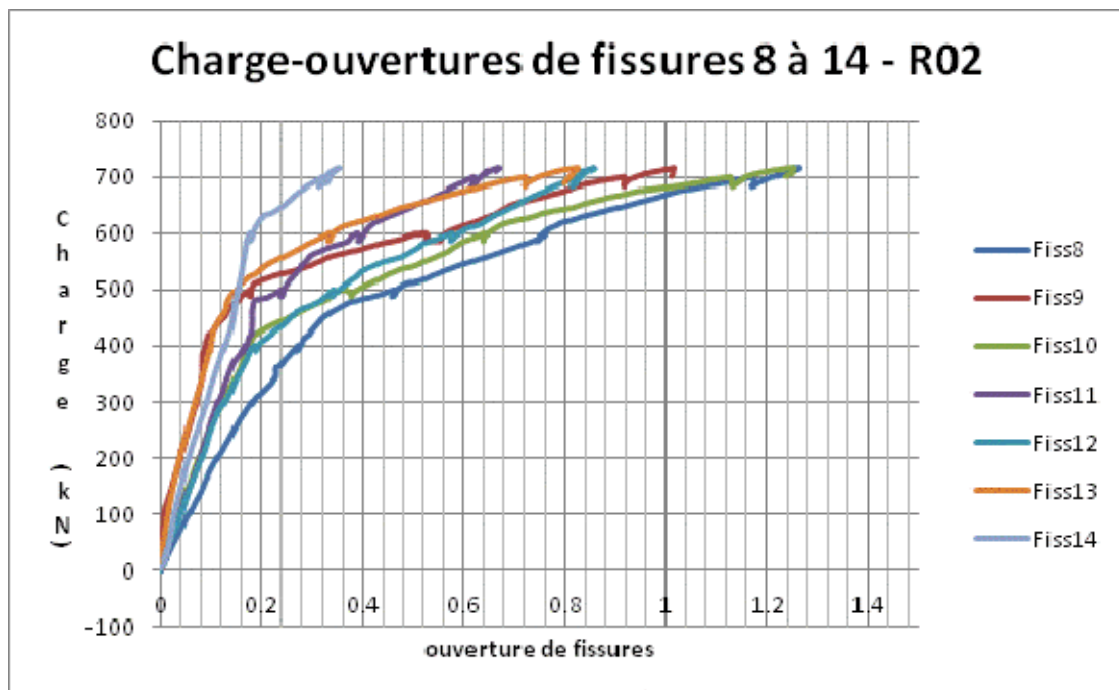
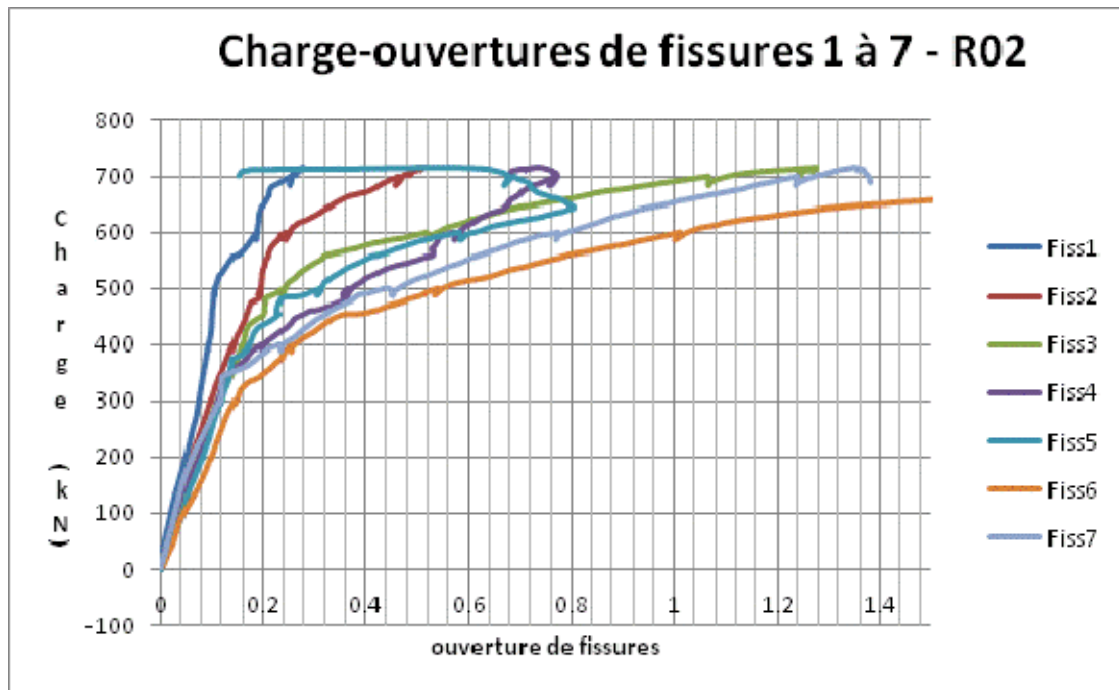
Charge-ouvertures de fissures 8 à 14 - R01

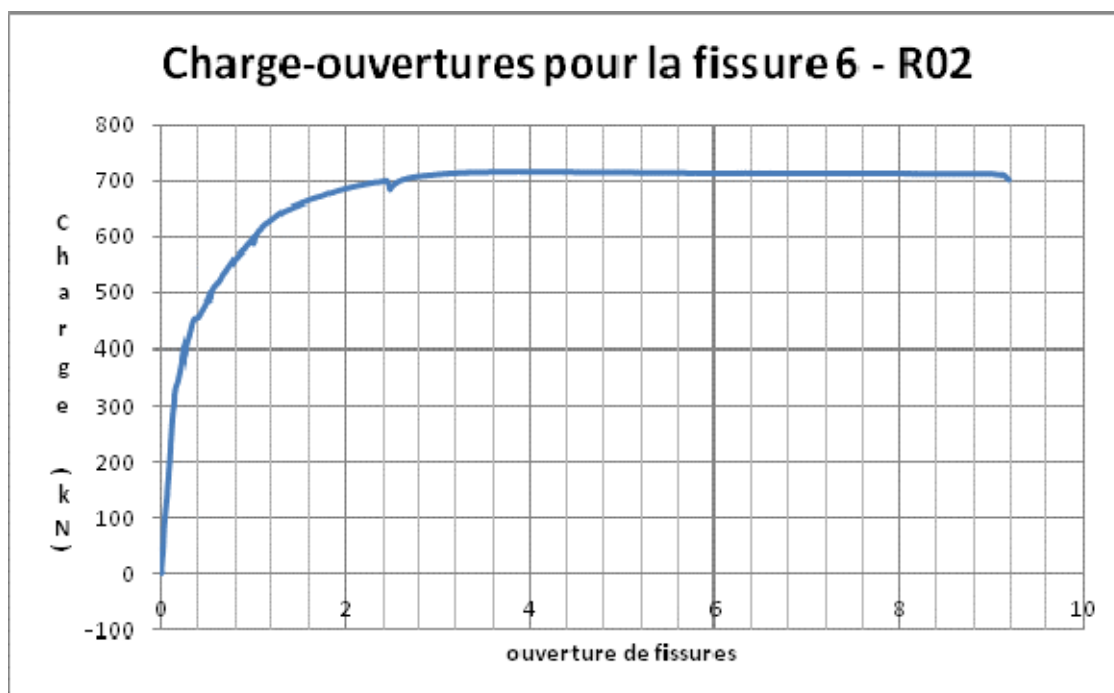


Charge-ouvertures pour la fissure 8 - R01

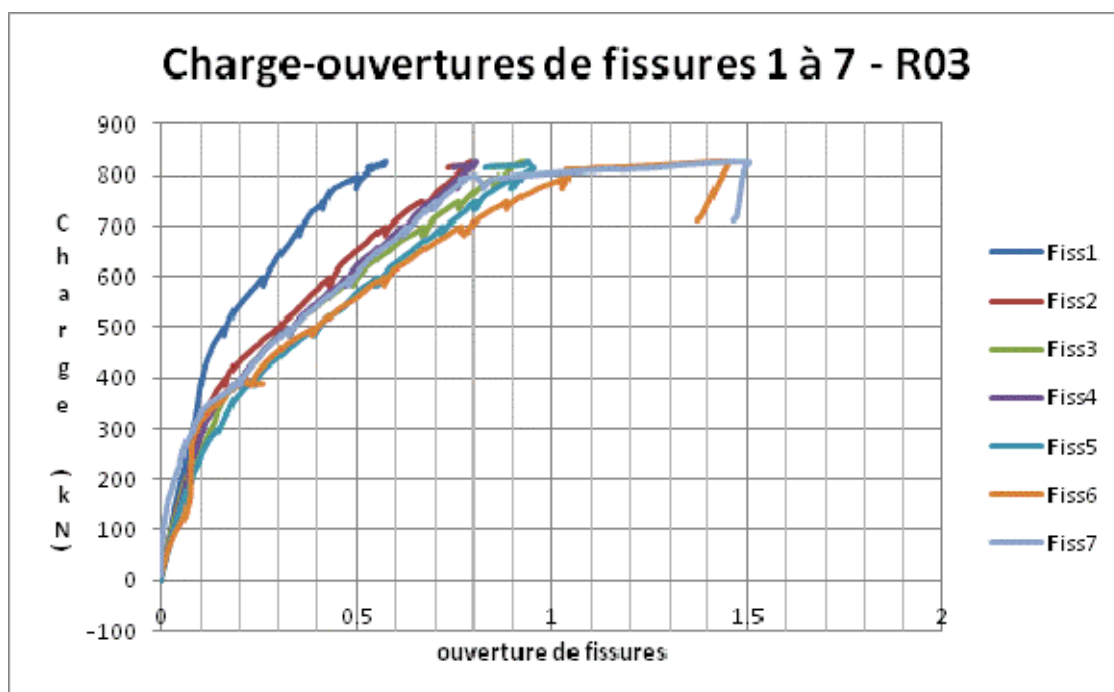


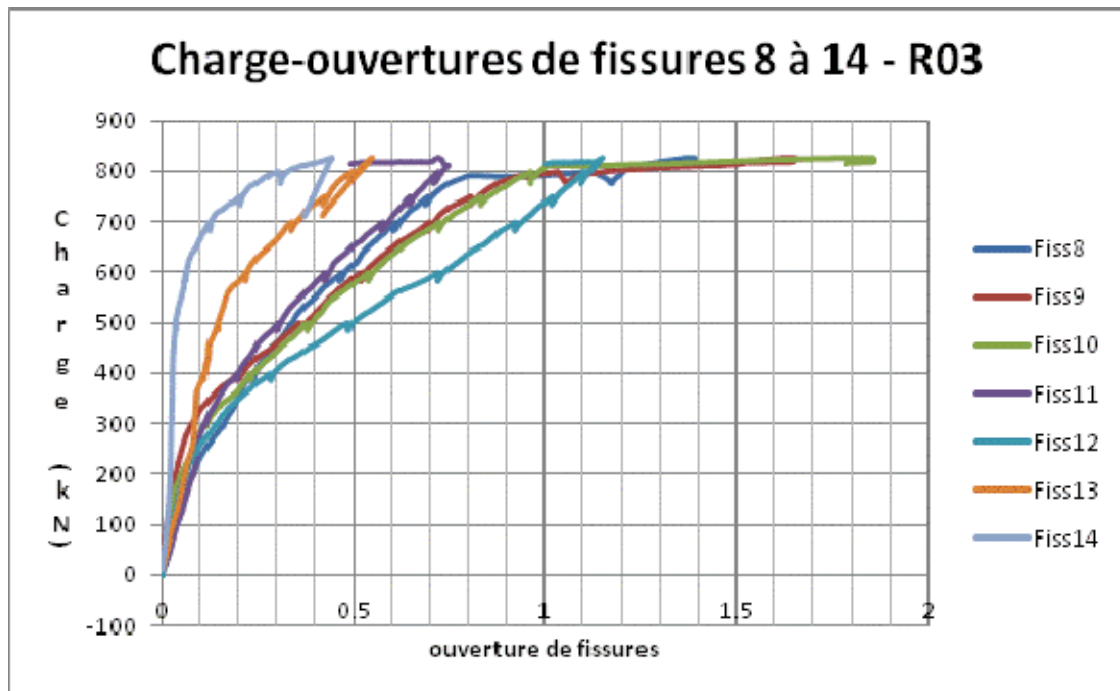
A.1.2 Poutre R02



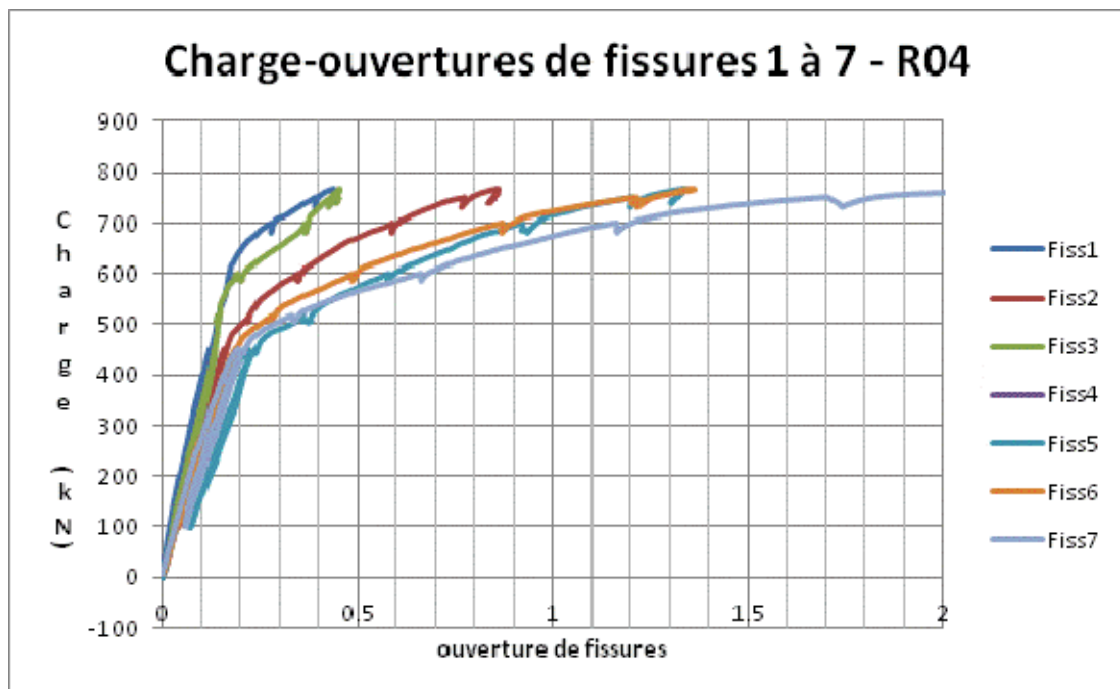


A.1.3 Poutre R03

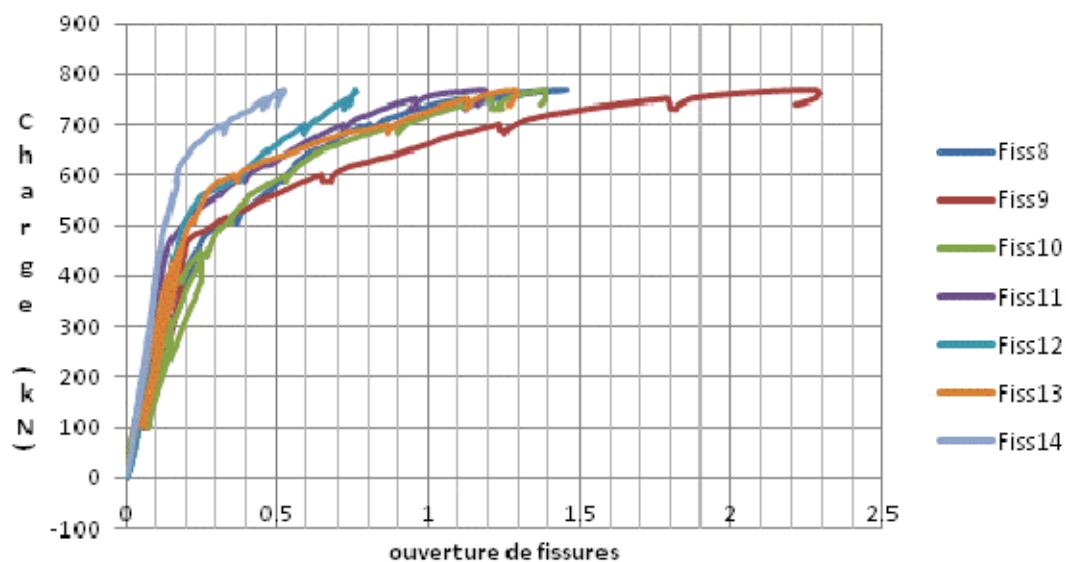




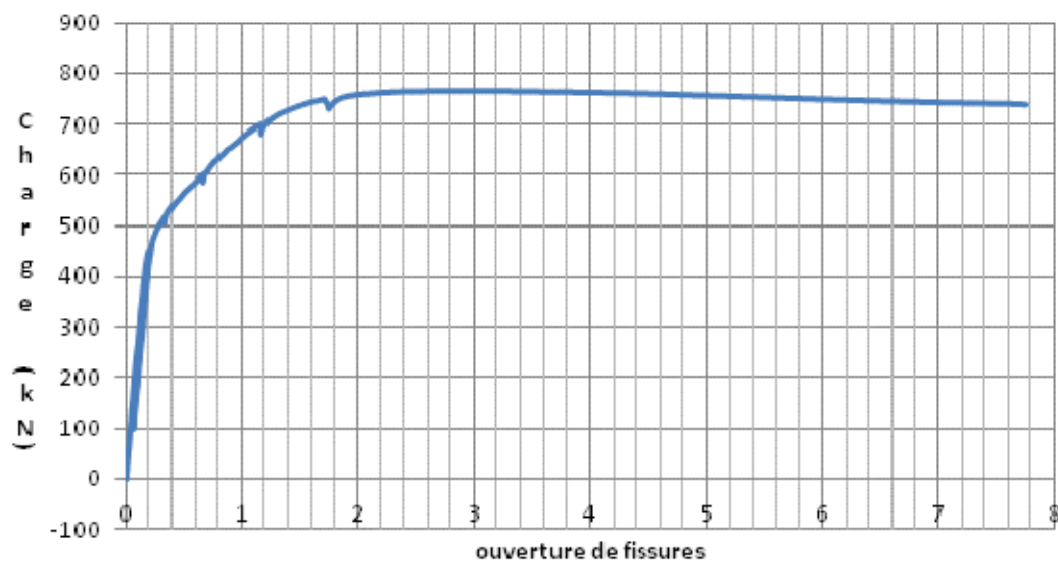
A.1.4 Poutre R04



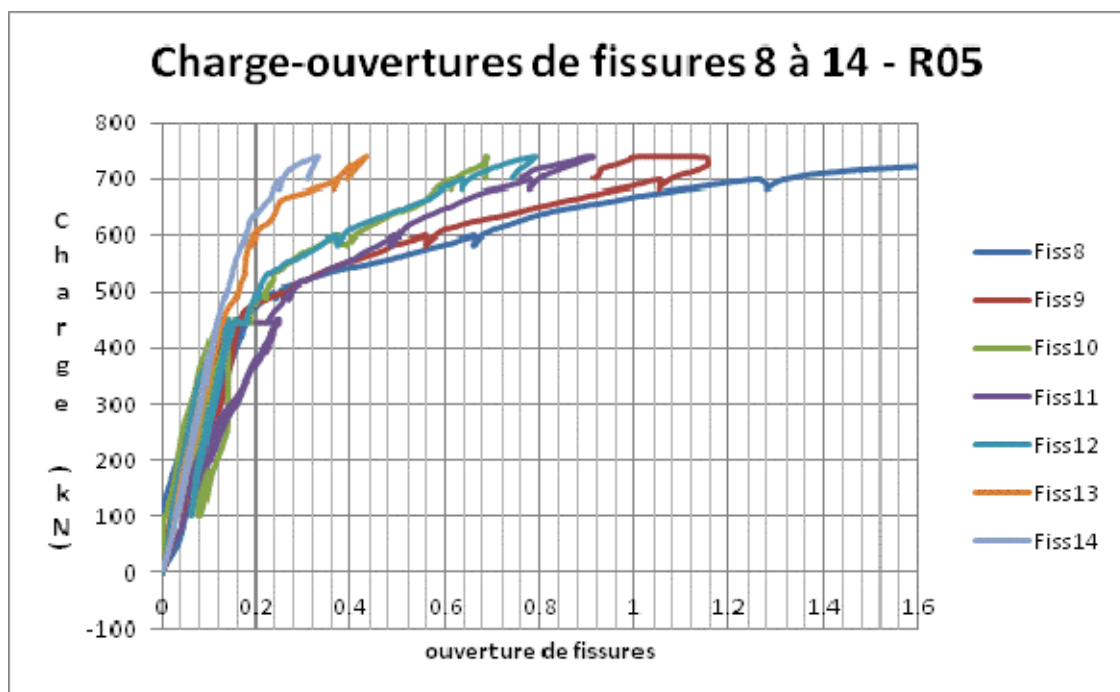
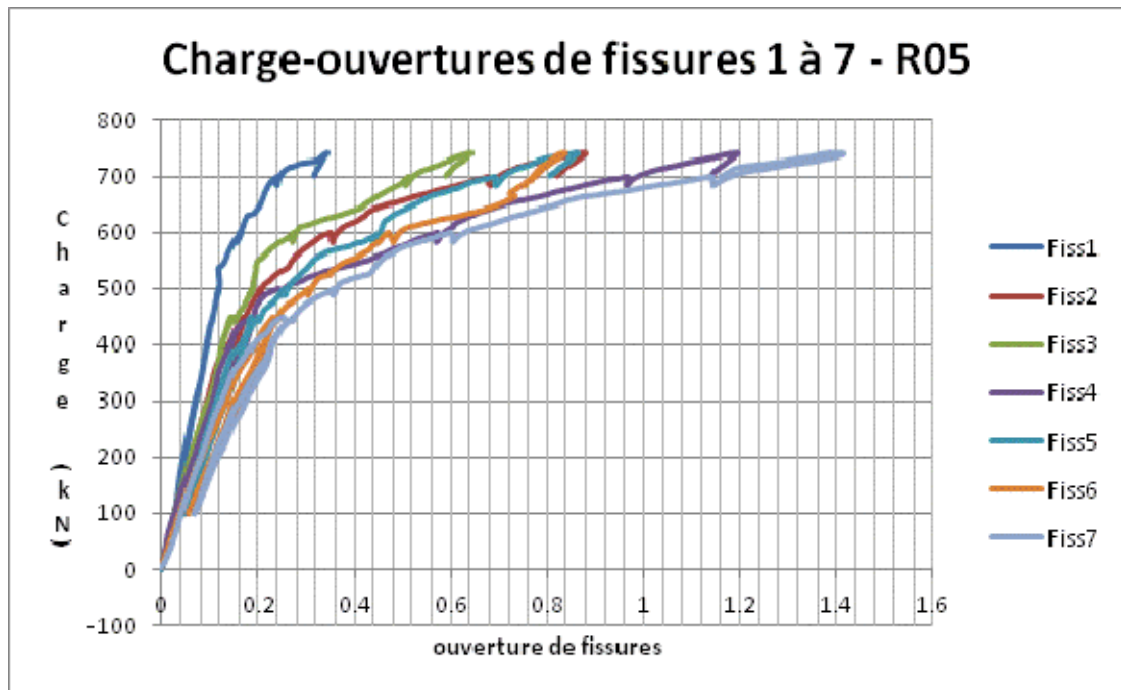
Charge-ouvertures de fissures 8 à 14 - R04

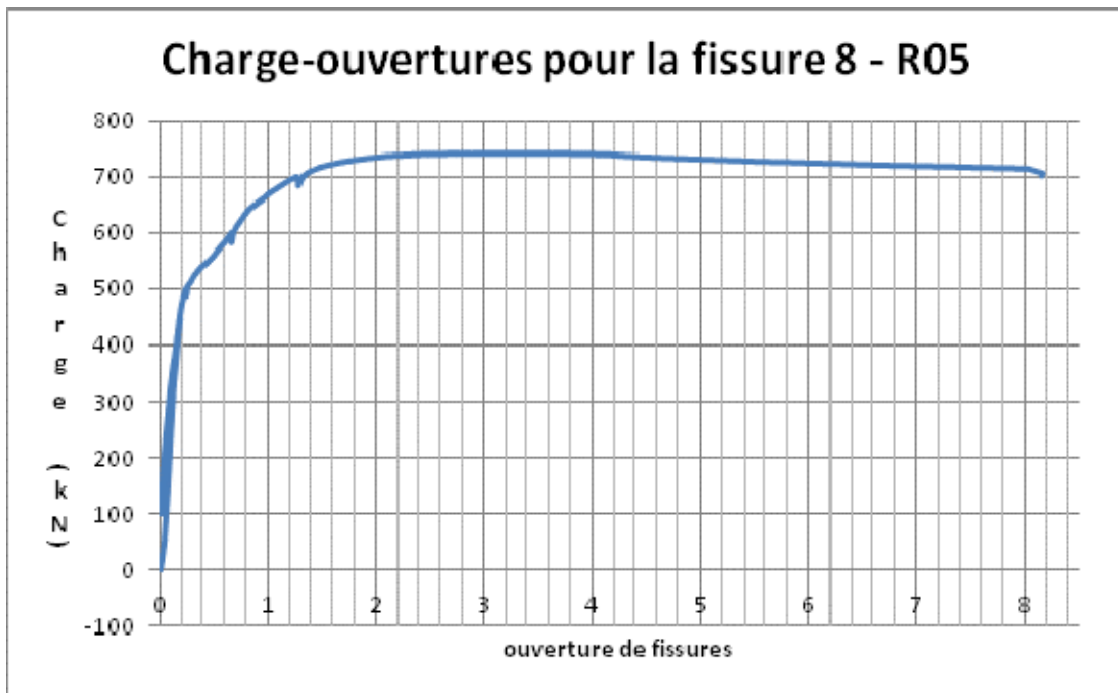


Charge-ouvertures pour la fissure 7 - R04



A.1.5 Poutre R05





A.1.6 Poutre R06-1

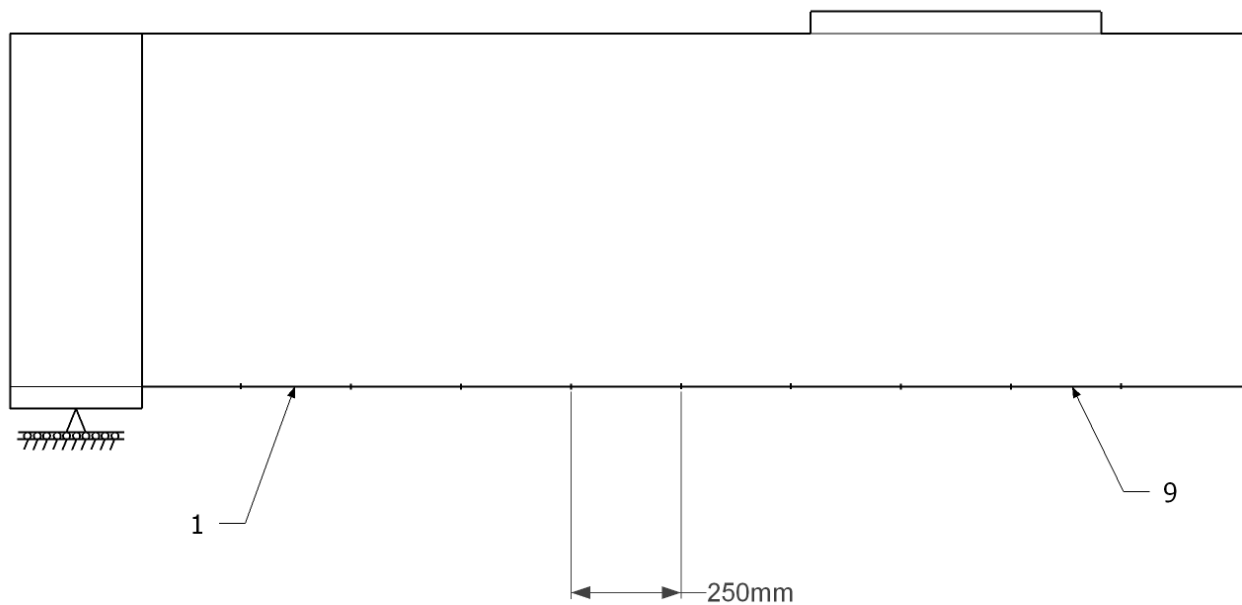


Schéma de numérotation des extensomètres, valable pour les poutres R06-1 à R07

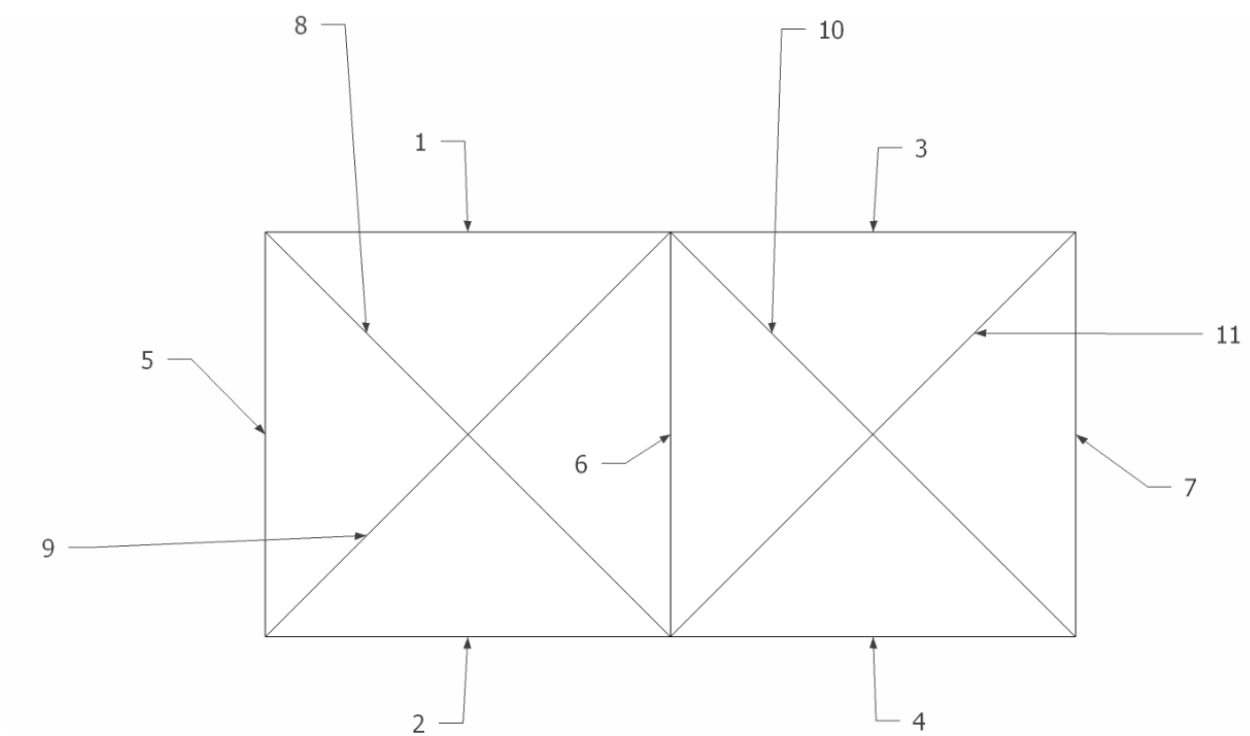
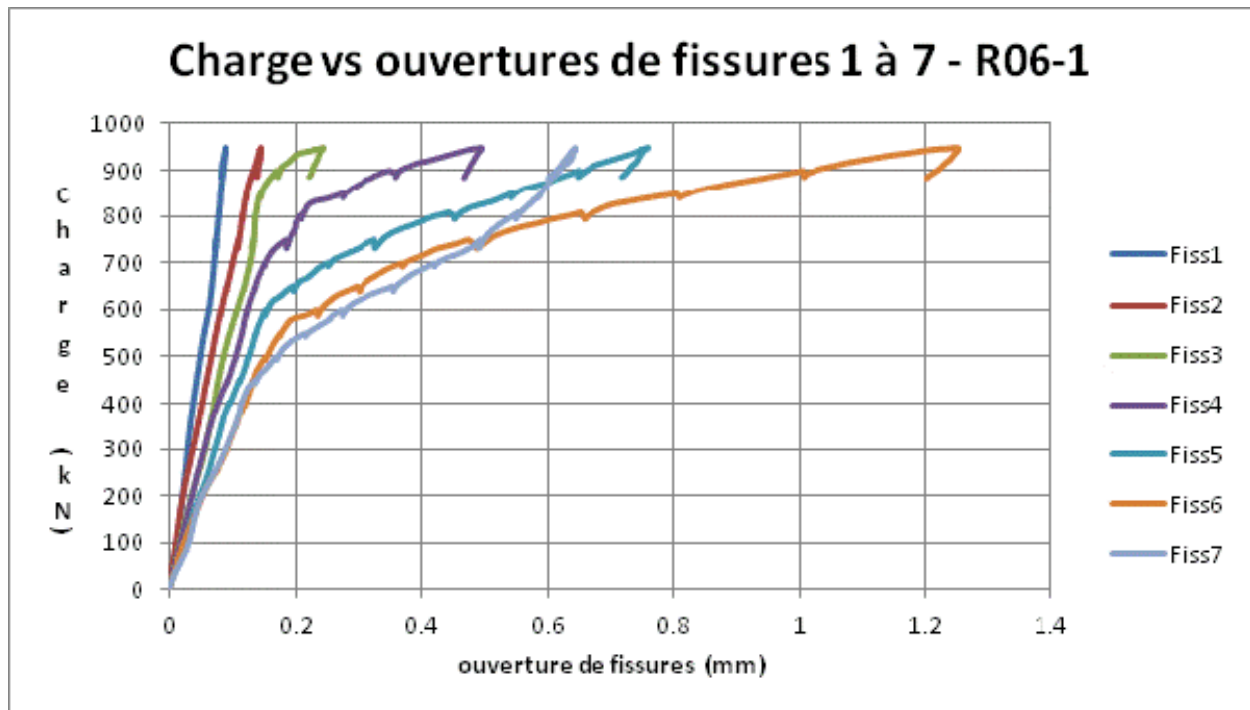
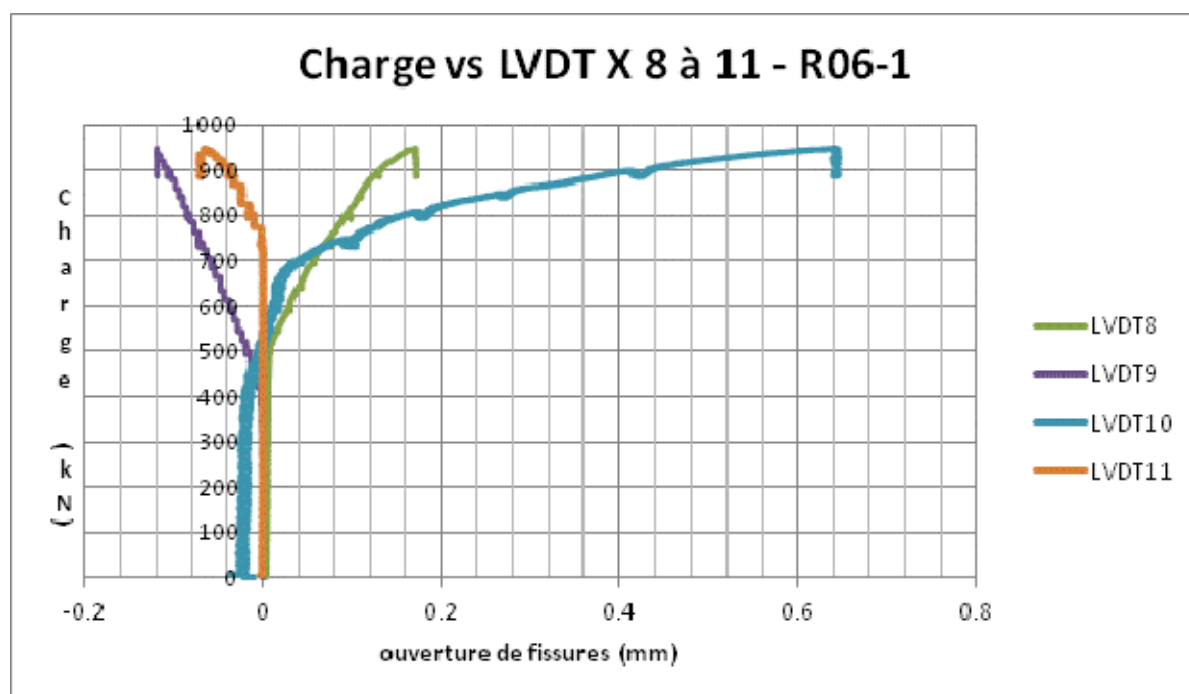
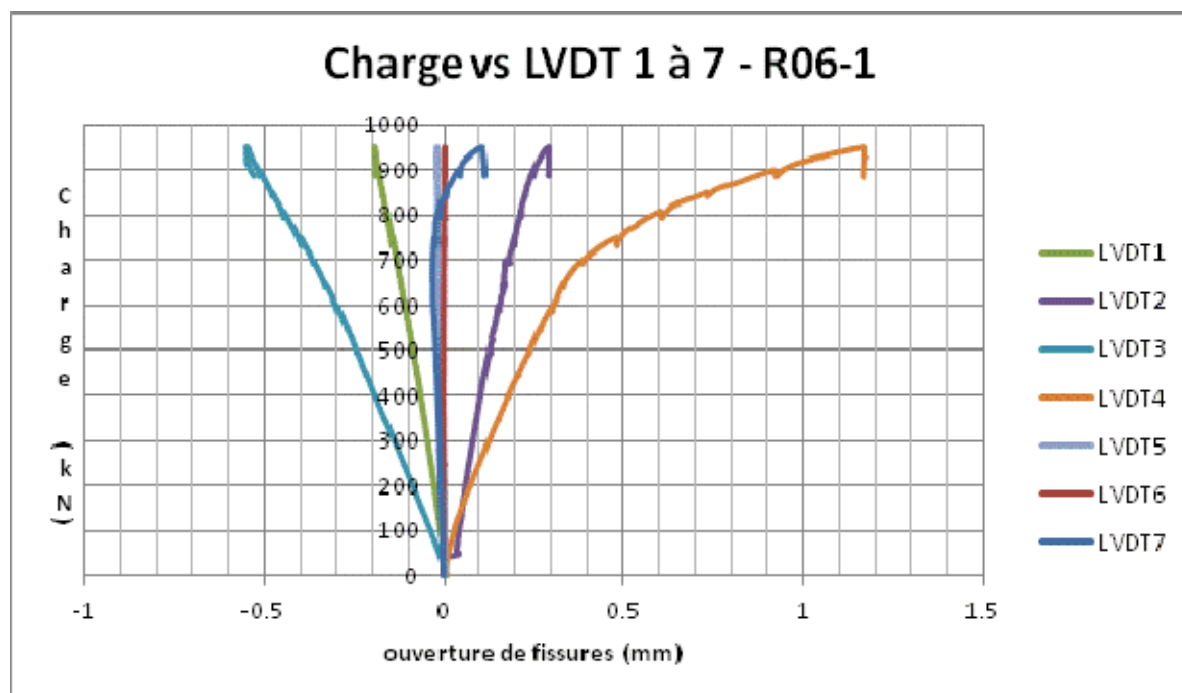
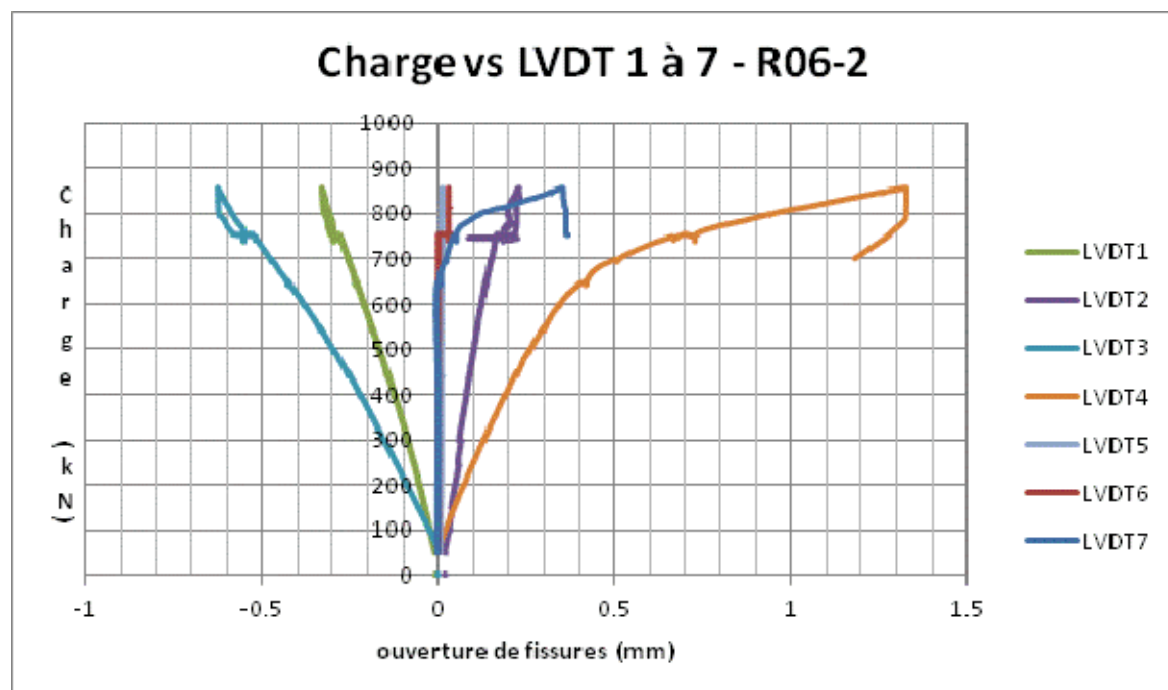
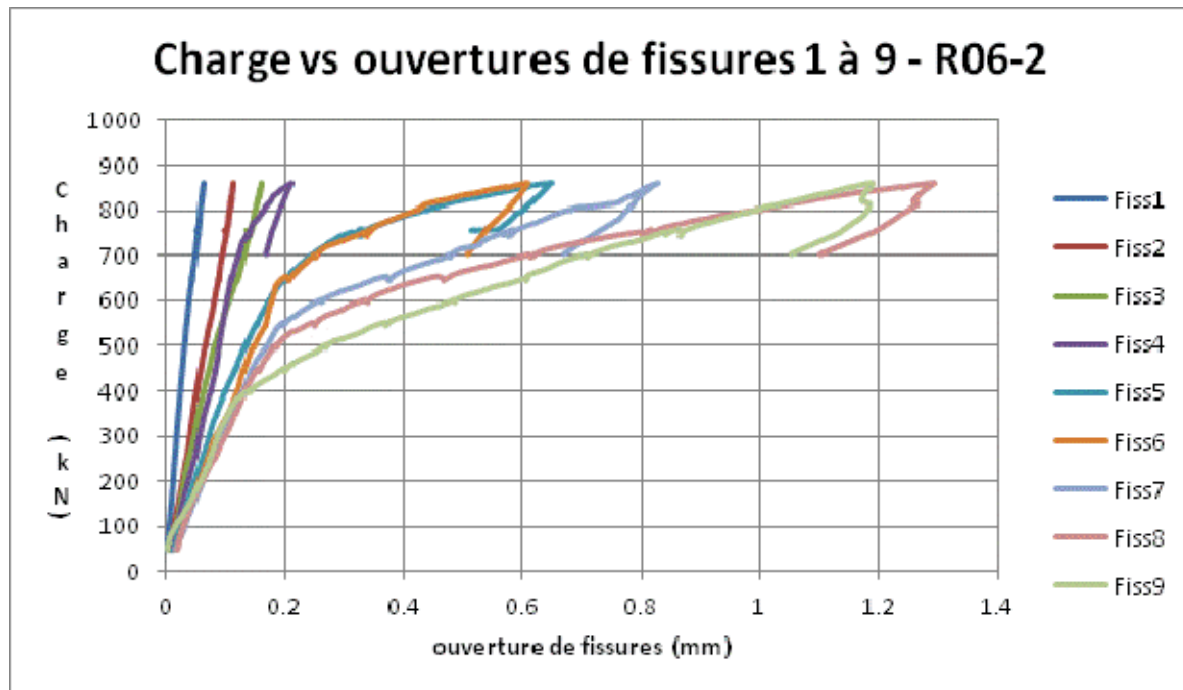
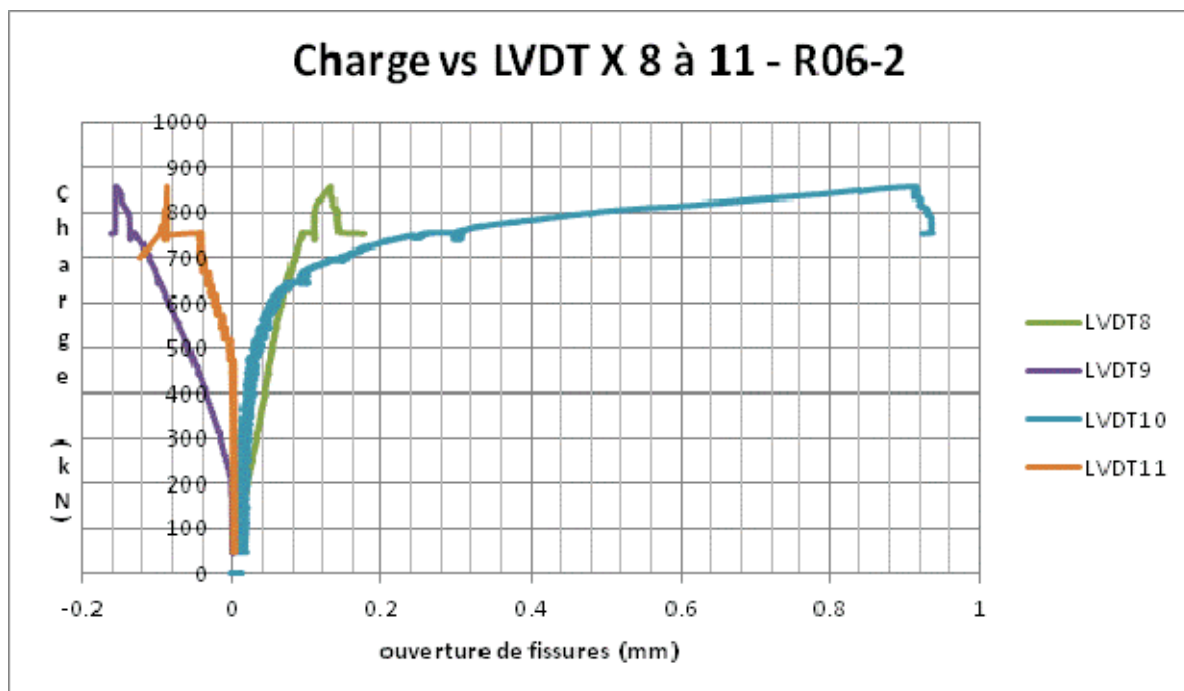


Schéma de numérotation des LVDTs, valable pour les poutres R06-1 à R08

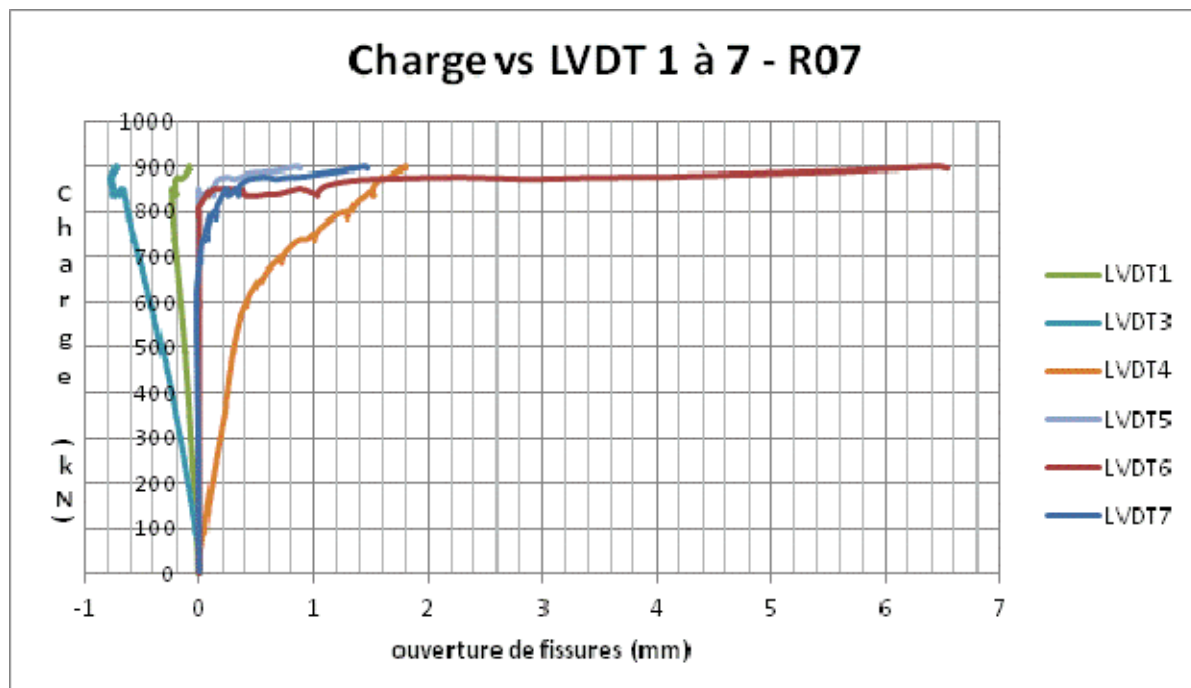
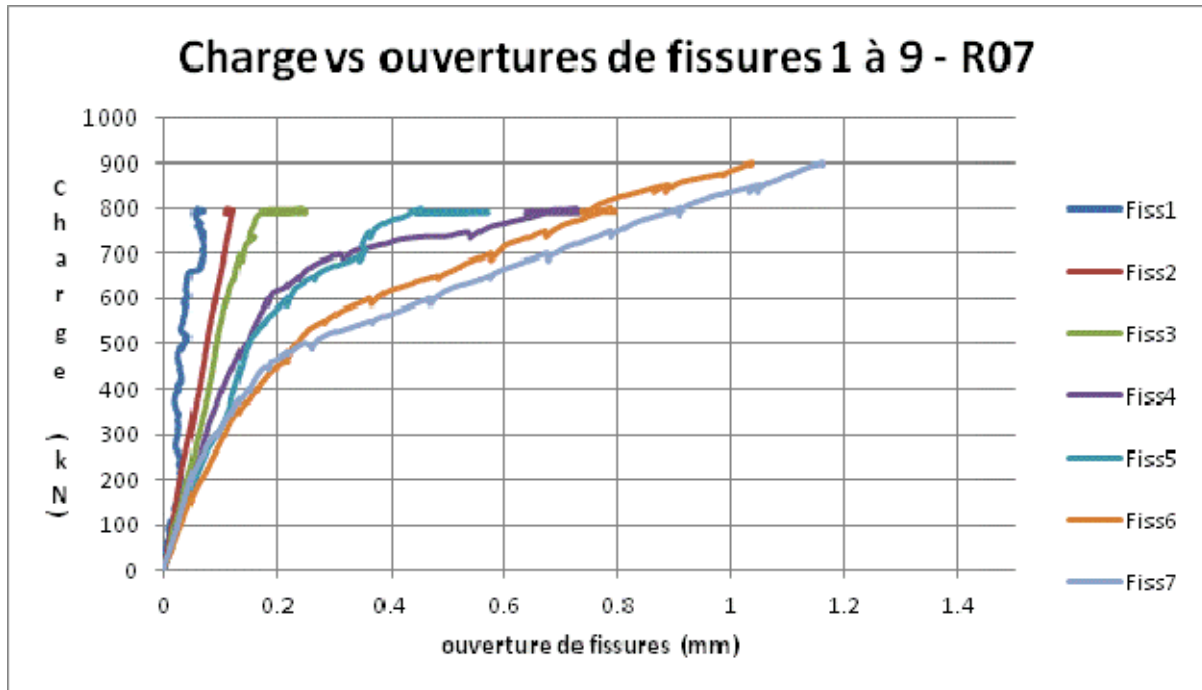


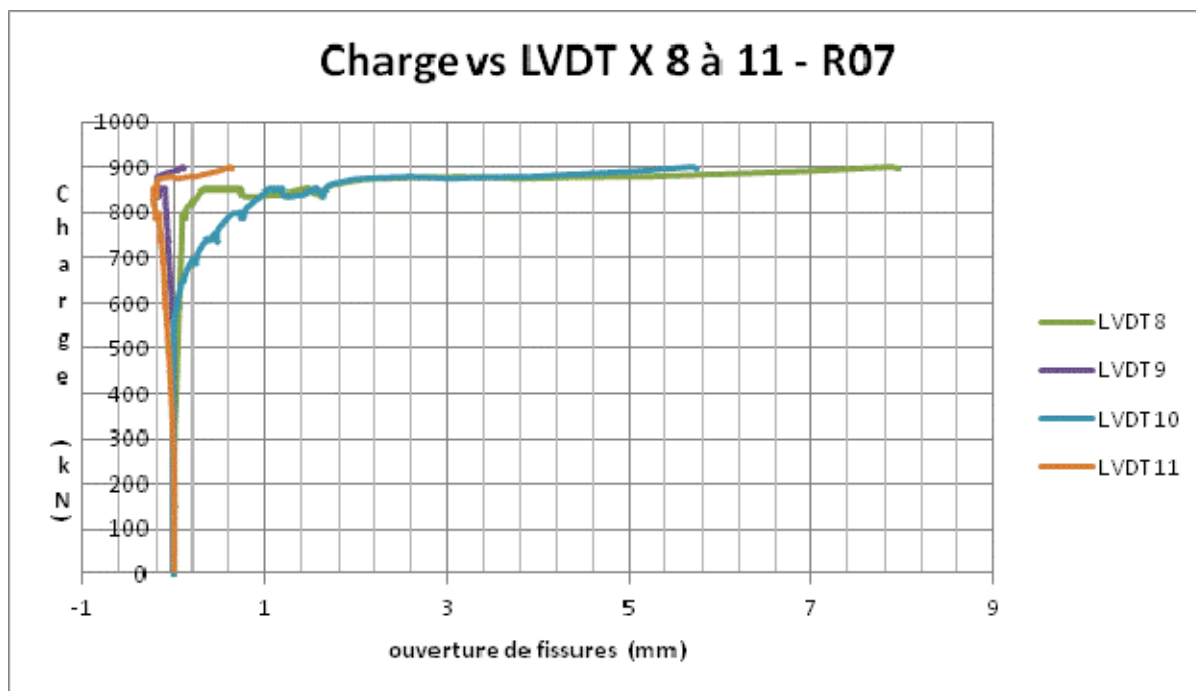
A.1.7 Poutre R06-2



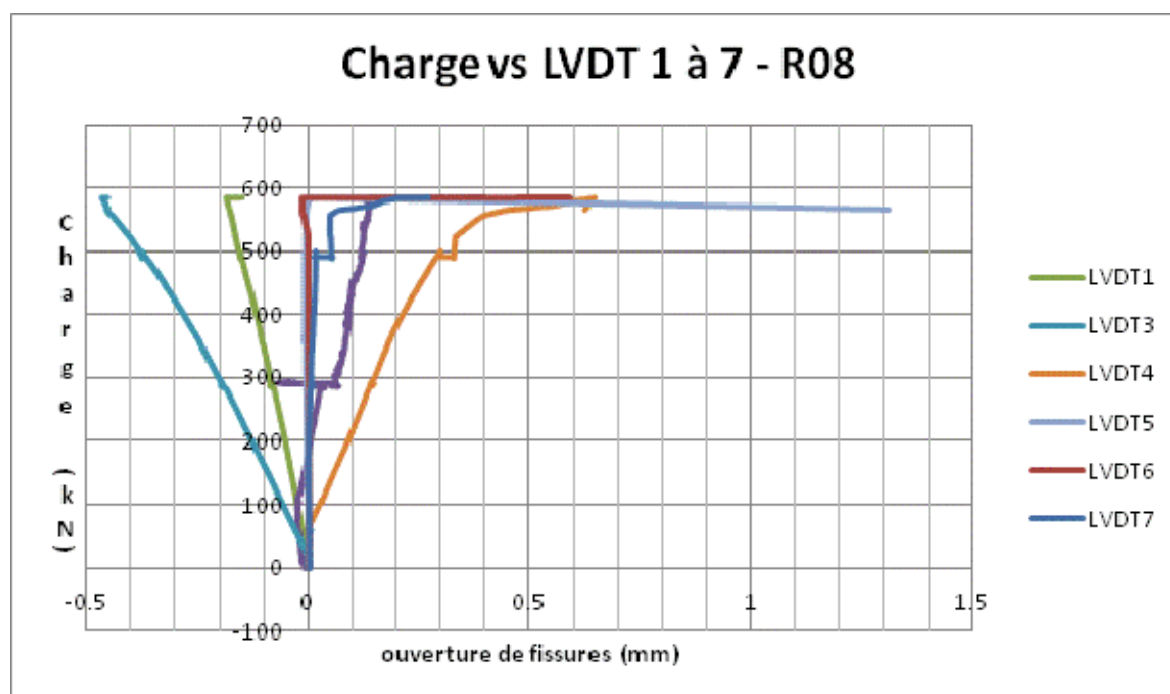


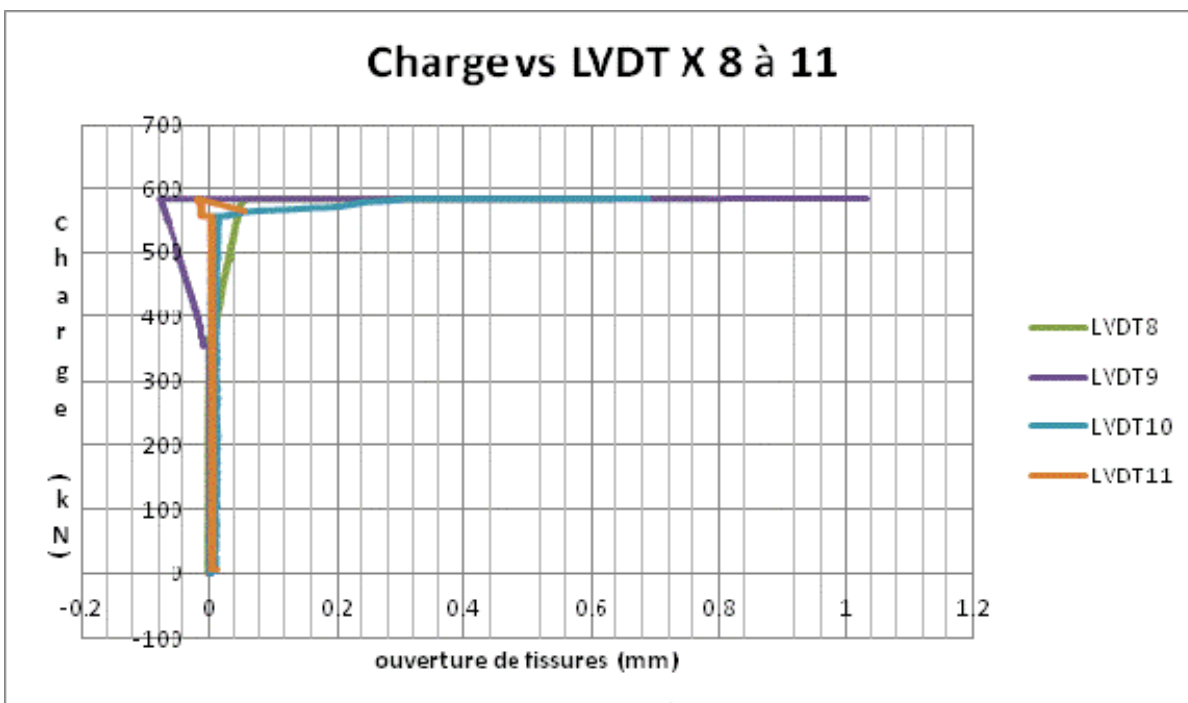
A.1.8 Poutre R07





A.1.9 Poutre R08





ANNEXE 2 : COMPOSITION ET CARACTÉRISTIQUES DES BÉTONS

A.2.1 Composition des mélanges de béton partie 1/2

Composition des mélanges de béton (en masses SSS) et propriétés à l'état frais

Composants	Unité	BRF80-1% Formulation demandée	BRF80- 1% CC01	BRF80- 1% R01	BRF80- 1% R02	BRF80- 1% R03	BRF80- 1% R04	BRF80- 1% R05	BRF80-1% R06	BRF80- 1% R06-2	BRF80- 1% R07	BRF80- 1% DD
Eau	kg/m ³	185.7	170	167	166	168	170	168	171	170	169	170
GUb-SF (Lafarge)	kg/m ³	685	683	681	687	686	681	684	687	686	686	683
Sable St Félix	kg/m ³	868	882	863	883	878	873	879	895	883	875	876
10 mm St. Dominique	kg/m ³	639	647	647	640	642	645	640	640	647	644	640
Superplastifiant ^(A)	lit/m ³	9	9	9	9	9	9	9	10.5	9	9	9
Agent viscosant ^(B)	lit/m ³	0	0	0	0	1	0	0	0	0.3	0	1
Fibre 65/35	kg/m ³	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80
E/C	-	0.28	0.256	0.253	0.253	0.253	0.258	0.254	0.259	0.256	0.254	0.249
Étalement	mm	625±75	600	560	580	610	470	670	380	390	510	600
L-Box (h ₂ /h ₁)	-	0.5@0.95	0.93	0.62	0.57	0.91	0.55	0.94	400/600 ^(C)	0.42	0.58	0.83
Température	°C	18@21	24.1	19.8	21	19.3	18.2	28				
Teneur en air	%	2@3	2.8	2.6	2.8	2.8	3.0	1.6	1.9	2.3	1.6	1.7
Masse volumique	kg/m ³	2400@2500	N/D	2491	2403	2398	2465	2465	2479	2464	2477	2471
Rendement	%	N/A	N/D	101.8	97.4	97.3	100.2	100.2	99.7	99.6	100.5	100.8

^(A) Plastol 6400 ^(B) Viscrol ^(C) Avancement dans la partie inférieure de la L-Box

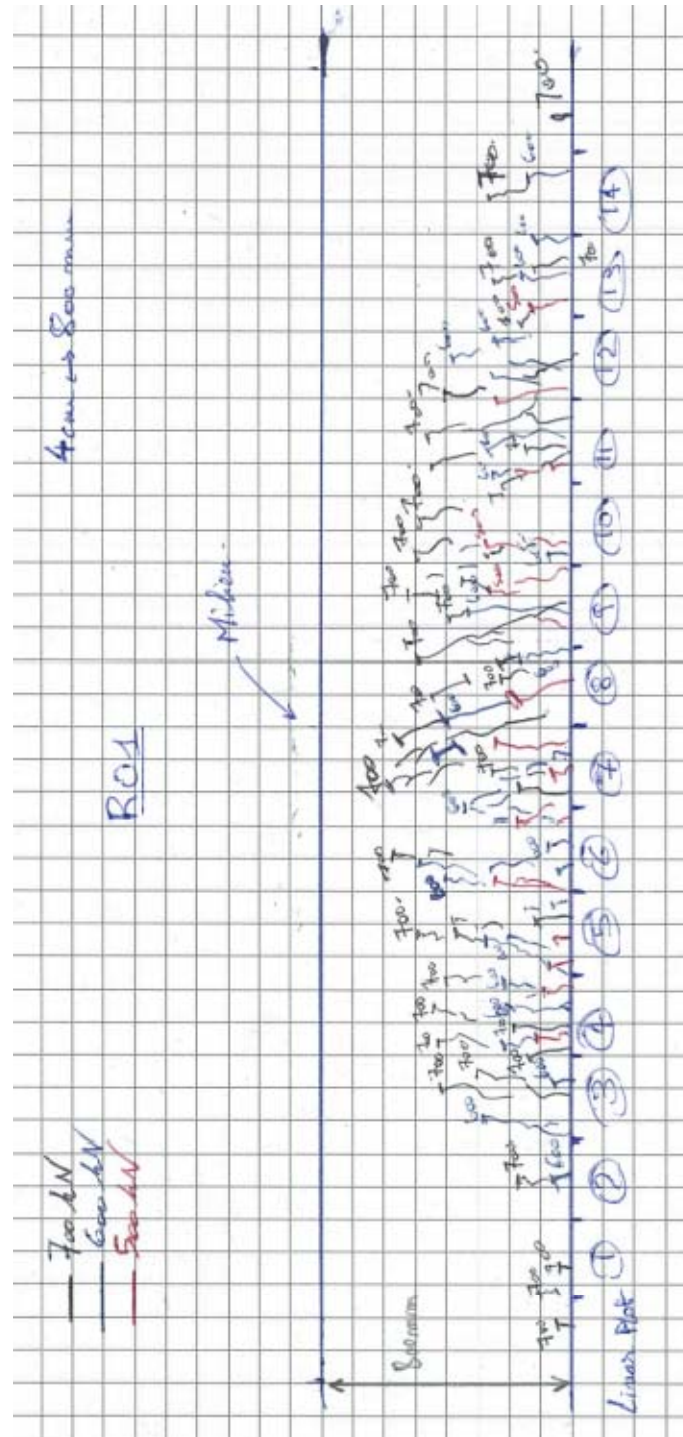
A.2.1 Composition des mélanges de béton partie 2/2

Composition des mélanges de béton (en masses SSS) et propriétés à l'état frais

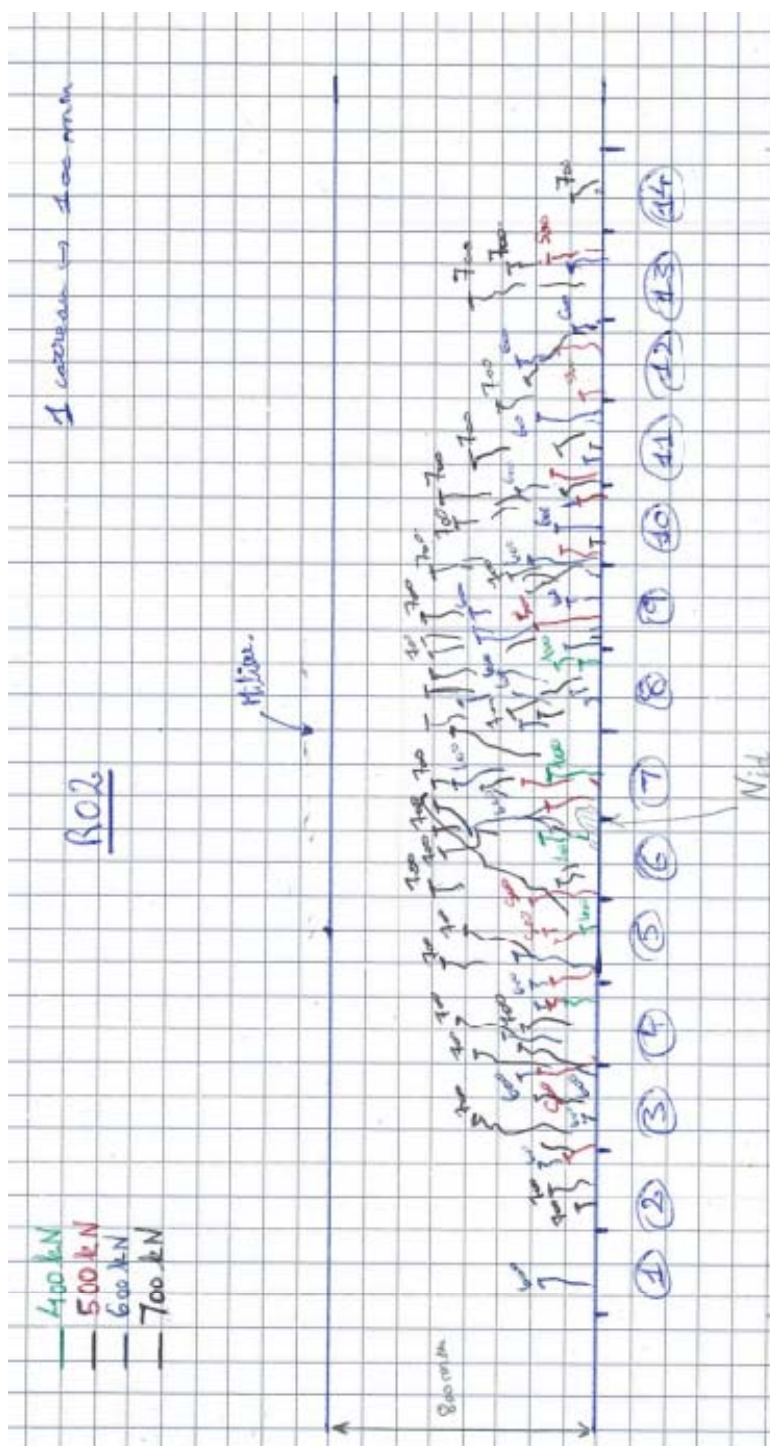
Composants	Unité	BRF60-0% Formulation demandée	BRF60- 0% R08
Eau	kg/m ³	210.5	196
GUb-SF (Lafarge)	kg/m ³	645	645
Sable St Félix	kg/m ³	845	899
10 mm St. Dominique	kg/m ³	650	653
Superplastifiant ^(A)	lit/m ³	3.5	3.5
Agent viscosant ^(B)	lit/m ³	0	0
Fibre 65/35	kg/m ³	0	0
E/C	-	0.33	0.307
Étalement	mm	675±75	620
L-Box (h ₂ /h ₁)	-	0.75@0.95	0.82
Température	°C	18@21	
Teneur en air	%	2@3	1.7
Masse volumique	kg/m ³	2350@2450	2400
Rendement	%	N/A	100.1

ANNEXE 3 : CROQUIS DES POUTRES FISSURÉES

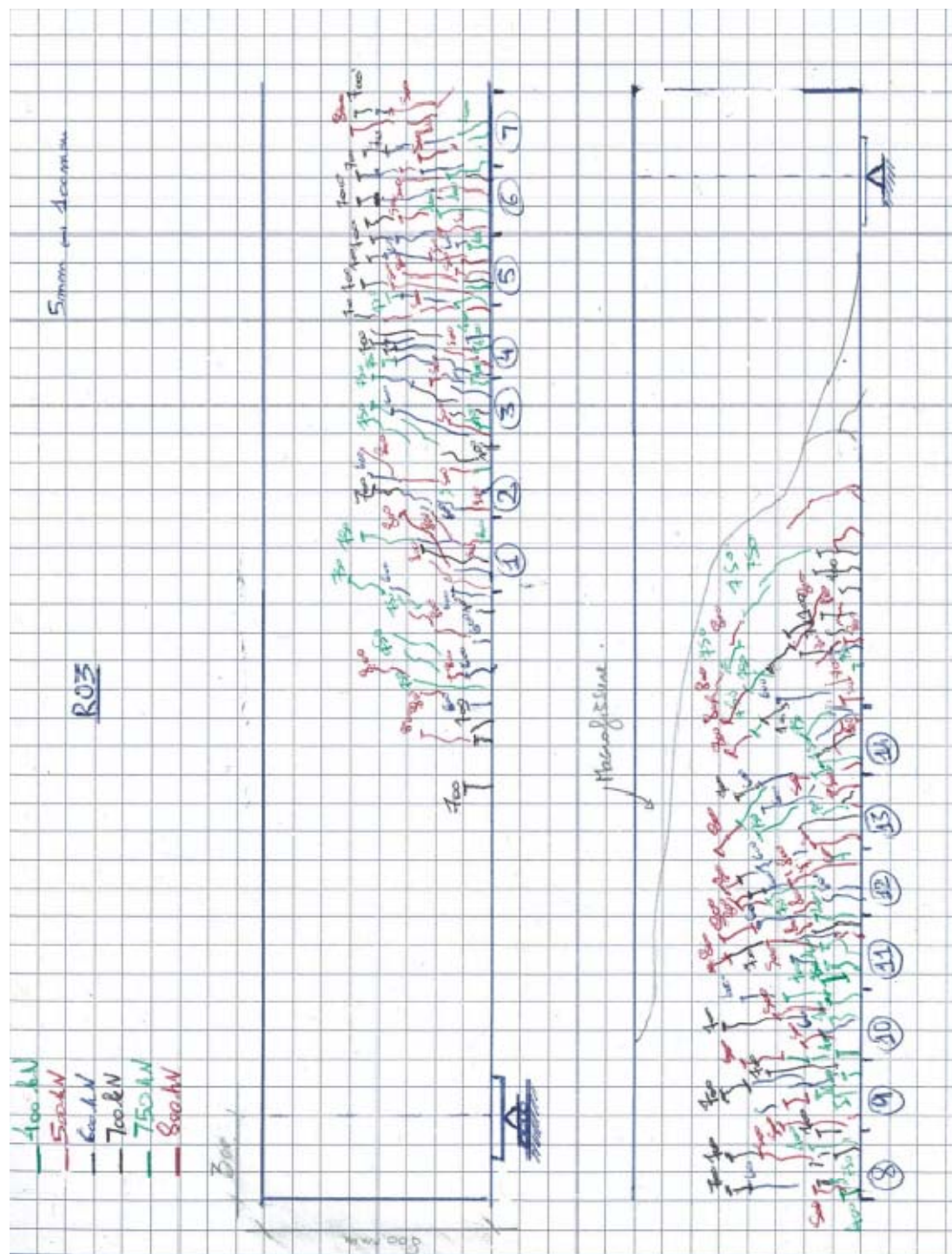
A.3.1 POUTRE R01



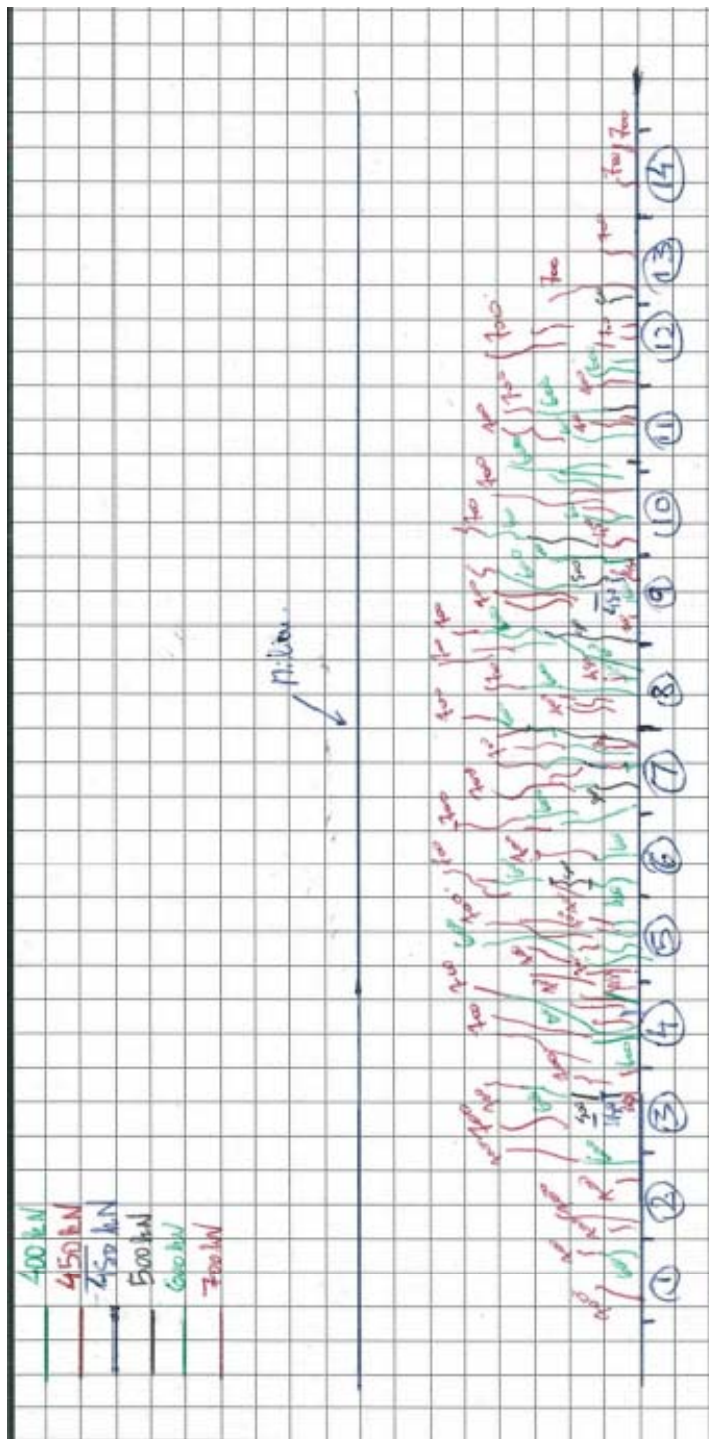
A.3.2 Poutre R02



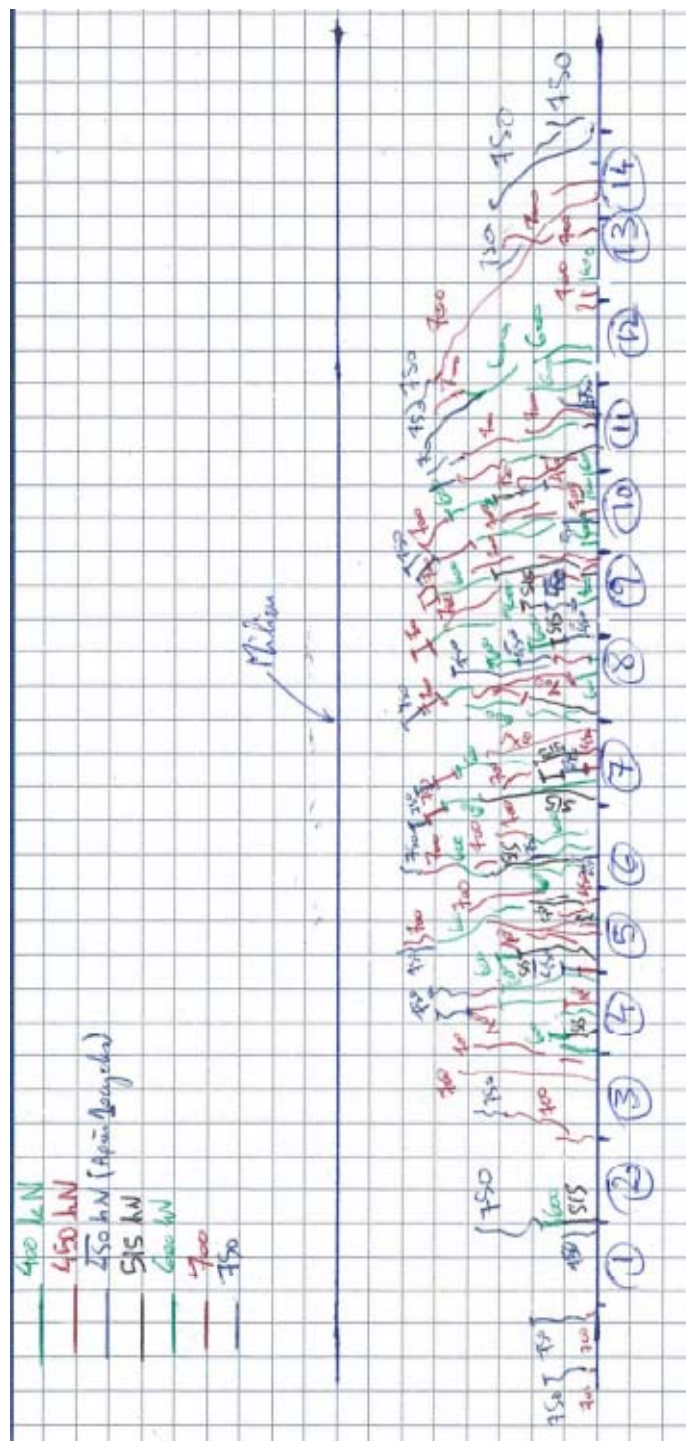
A.3.3 Poutre R03



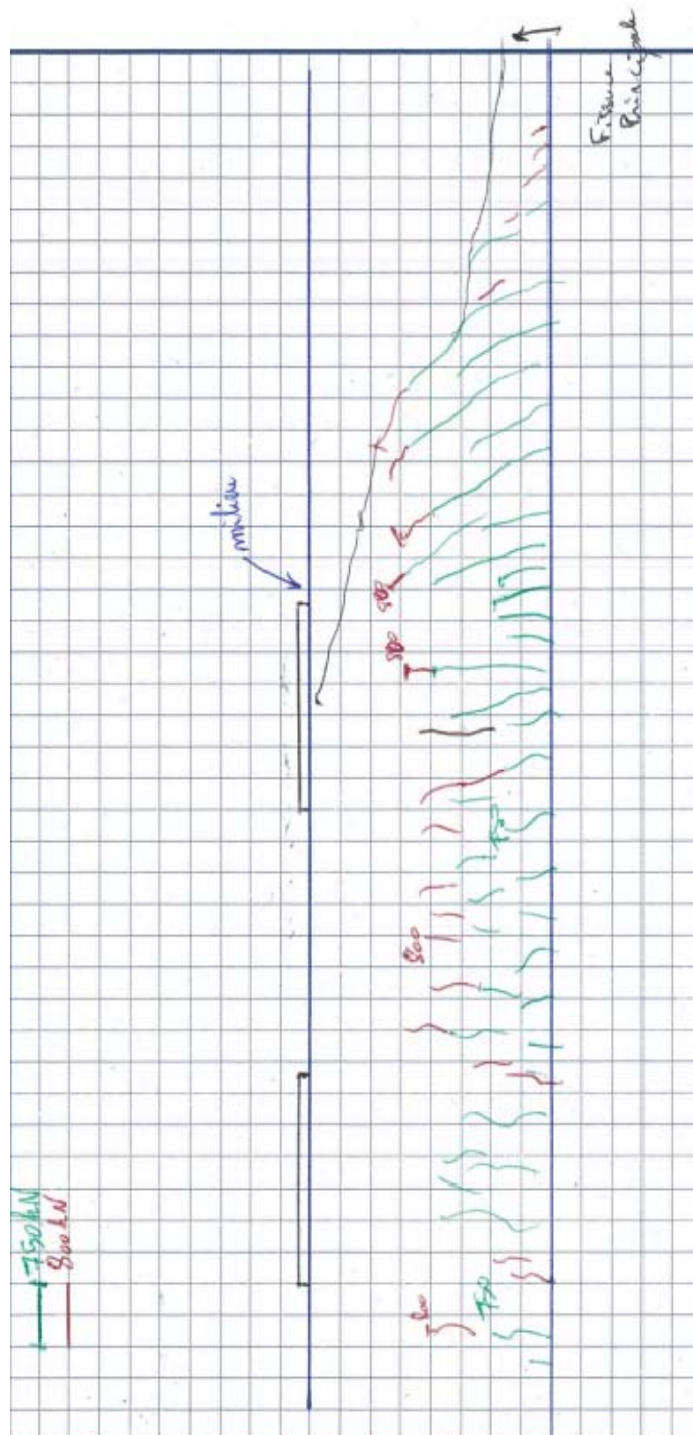
A.3.4 Poutre R04



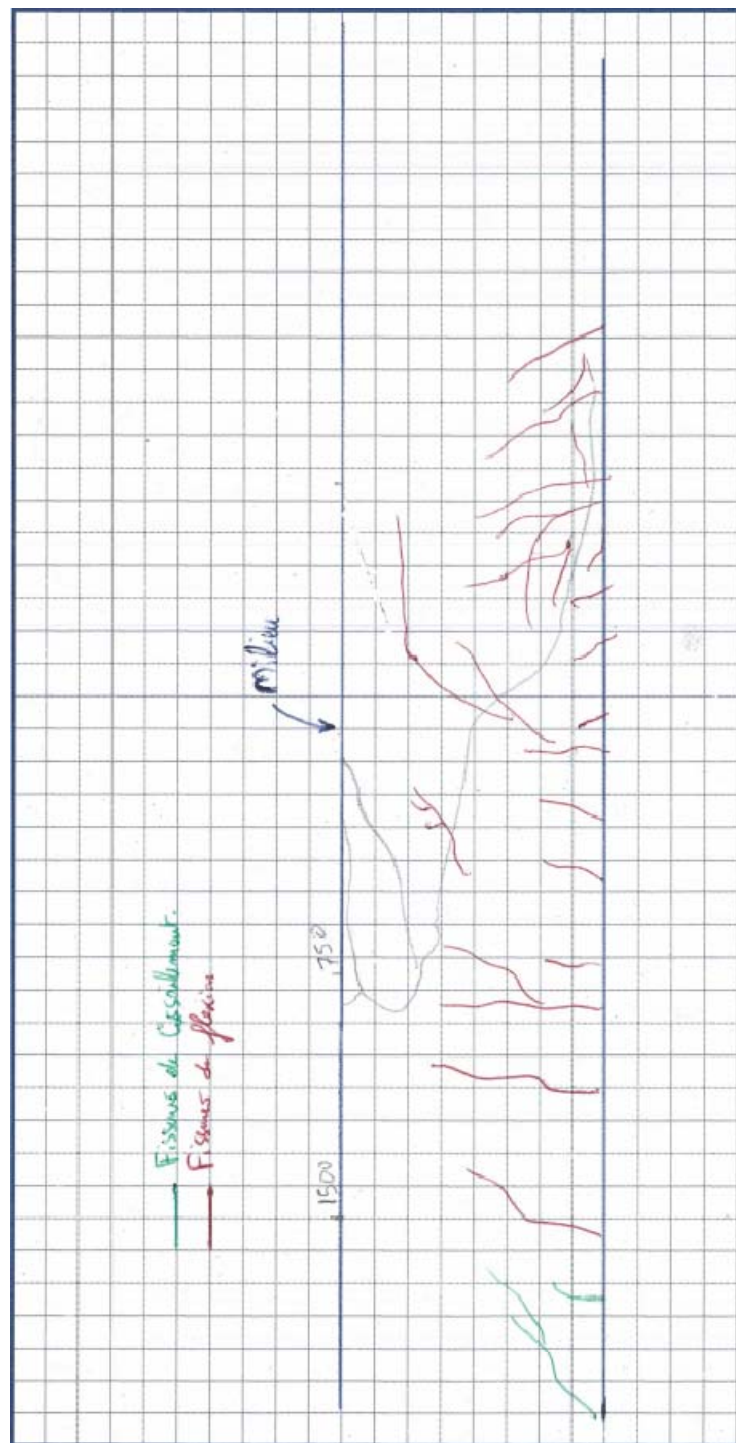
A.3.5 POUTRE R05

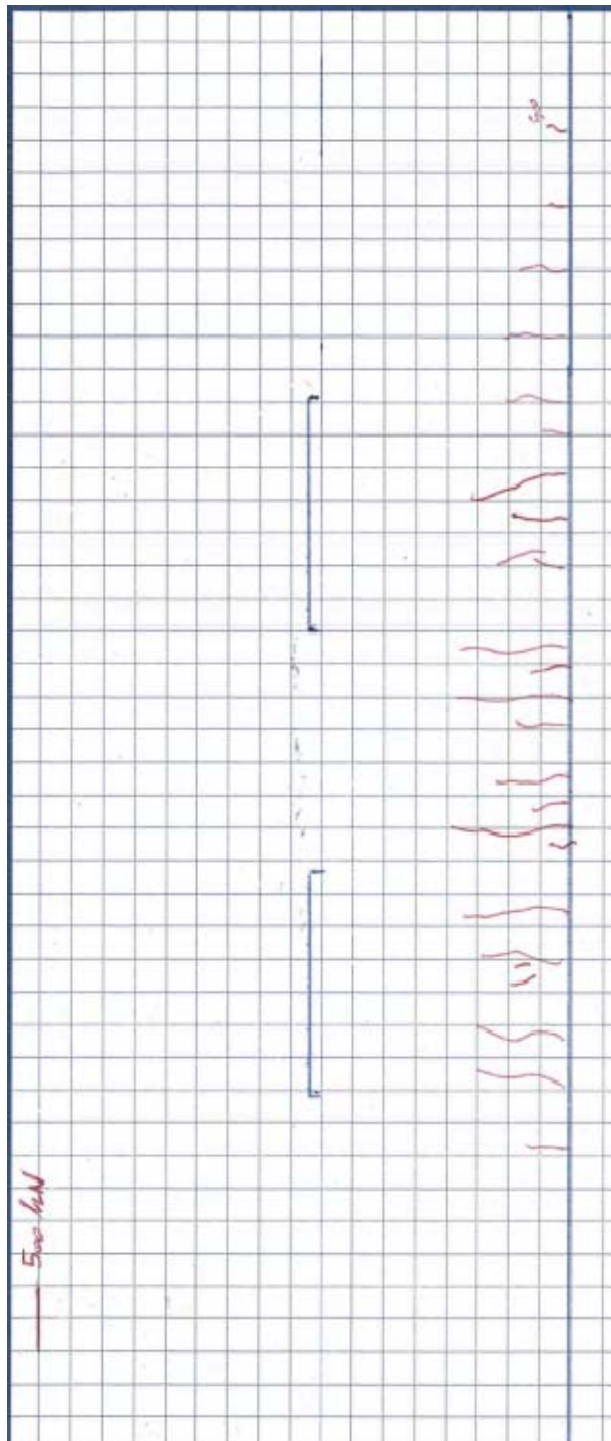


A.3.6 Poutre R06-1



A.3.7 Poutre R06-2



A.3.8 Poutre R07

A.3.9 Poutre R08

